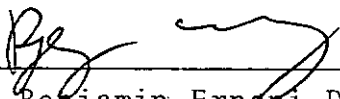


ANÁLISE NÃO-LINEAR FÍSICA DE VIGAS
CONTÍNUAS EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO


Carlos Alberto de Sá Leal

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA
NEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DE GRAU
DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:



Benjamin Ernani Diaz
(Presidente)



Humberto Lima Soriano



Carlos Henrique Holck

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1980

LEAL, CARLOS ALBERTO DE SÁ

Análise Não-Linear Física de Vigas Contínuas em Concreto Armado e Protendido [Rio de Janeiro] 1980.

viii, 173 p. 29,7 cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1980)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de Engenharia Civil.

1. Análise não-linear I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Aos meus filhos
Barbara e
Carlos Gustavo

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Ernani Diaz, cuja dedicação, amizade, compreensão e superior entendimento tornou possível a realização e conclusão deste trabalho.

R E S U M O

A análise não linear-física de uma viga contínua em concreto protendido é desenvolvida, tomando como base o método dos elementos finitos.

A partir do estudo teórico é desenvolvido um programa em FORTRAN que faz a análise de uma viga contínua em concreto protendido com seção simétrica em relação a um eixo vertical e inércia variável.

Um exemplo é resolvido e são tiradas conclusões em relação aos resultados obtidos na análise linear elástica.

A B S T R A C T

A non-linear analysis is developed for a prestressed concrete continuous beam, based on the theory of the finite-element method.

As a consequence of the theoretical study, a computer program in FORTRAN is developed. This program performs a physical non-linear analysis of a prestressed continuous beam with any type of section and variable geometric characteristics.

An example is solved. With these results, a comparison is made with the results obtained with a linear elastic analysis for the same structure.

Í N D I C E

| | |
|---------------------|-----|
| FICHA CATALOGRÁFICA | i |
| DEDICATÓRIA | ii |
| AGRADECIMENTOS | iii |
| RESUMO | iv |
| ABSTRACT | v |
| ÍNDICE | vi |

| | <u>Página</u> |
|--|---------------|
| CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO | 1 |
| CAPÍTULO II - MATERIAIS | 5 |
| 2.1 - Concreto | 6 |
| 2.2 - Aços | 8 |
| 2.2.1 - Aço Tipo A | 8 |
| 2.2.2 - Aço Tipo B | 9 |
| 2.2.3 - Aço Duro de Protensão | 10 |
| CAPÍTULO III - FUNDAMENTOS TEÓRICOS | 11 |
| 3.1 - Método dos Elementos Finitos na Teoria Não-Linear. Elementos Finitos de Barra | 12 |
| 3.1.1 - Rigidez de uma Seção | 12 |
| 3.1.2 - Funções de Interpolação | 14 |
| 3.1.3 - Cálculo das Deformações | 15 |
| 3.1.4 - Matriz de Rigidez da Barra | 16 |
| 3.1.5 - A Protensão | 18 |
| 3.2 - Cálculo das Expressões | 20 |
| 3.3 - Dedução dos Termos da Matriz de Rigidez 6 x 6 da Barra no Sistema Local de Coordenadas | 28 |

| | | |
|---------|--|----|
| 3.4 | - Matriz de Rigidez Global da Estrutura e <u>S</u> olução do Sistema | 32 |
| 3.5 | - Algumas Considerações e Significado Físico dos Vetores P - Induzidos pela Introdução da Protensão sob a Forma de Deformações Iniciais | 33 |
| 3.6 | - Cálculos das Intergrais para Obtenção dos Coeficientes de Rigidez D_{11} , D_{21} , D_{22} para uma Seção Qualquer com uma Distribuição <u>A</u> rbitrária dos Módulos de Elasticidade | 39 |
| 3.6.1 | - Cálculo de D_{11} | 40 |
| 3.6.1.1 | - Estudo para o Concreto | 40 |
| 3.6.1.2 | - Estudo para o Aço Comum | 41 |
| 3.6.1.3 | - O Valor Final será dado por: | 41 |
| 3.6.2 | - Cálculo de D_{21} | 41 |
| 3.6.2.1 | - Estudo para o Concreto | 41 |
| 3.6.2.2 | - Estudo para o Aço Comum | 42 |
| 3.6.2.3 | - O Valor de D_{21} será dado por: | 42 |
| 3.6.3 | - Cálculo de D_{22} | 43 |
| 3.6.3.1 | - Estudo para o Concreto | 43 |
| 3.6.3.2 | - Estudo para o Aço | 44 |
| 3.6.3.3 | - O Valor Final para D_{22} será dado por: | 44 |
| 3.6.4 | - Aço de Protensão | 45 |
| 3.7 | - Cálculo das Integrais ao Longo dos <u>E</u> lementos | 45 |
| 3.8 | - O Estado Limite Último | 46 |
| 3.9 | - Liberação de Deslocamentos | 49 |

| | | |
|-------------|---|----|
| CAPÍTULO IV | - MANUAL DE UTILIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRA <u>M</u> A | 51 |
|-------------|---|----|

| | | |
|------------|---|-----|
| 4.1 | - Dados Gerais da Estrutura | 52 |
| 4.2 | - Características Geométricas | 53 |
| 4.3 | - Armaduras | 54 |
| 4.4 | - Membros com Liberações | 56 |
| 4.5 | - Ligação de Apoio | 56 |
| 4.6 | - Propriedades dos Materiais | 56 |
| 4.7 | - Tipo de Estudo e Erros Admissíveis | 57 |
| 4.8 | - Dados Relativos ao Carregamento | 58 |
| 4.9 | - Descrição das Subrotinas utilizadas no Programa | 60 |
| 4.9.1 | - Subroutine CONV | 60 |
| 4.9.2 | - Subroutine G1G2G | 60 |
| 4.9.3 | - Subroutine EMOSP | 60 |
| 4.9.4 | - Subroutine MELST | 61 |
| 4.9.5 | - Subroutine MLOC | 61 |
| 4.9.6 | - Subroutine SGAU | 61 |
| 4.10 | - Exemplo de Aplicação | 62 |
| CAPÍTULO V | - EXEMPLO | 63 |
| 5.1 | - Características da Estrutura em Análise | 64 |
| 5.1.1 | - Codificação | 65 |
| 5.1.2 | - "Output" | 68 |
| 5.1.3 | - Análise dos Resultados | 83 |
| 5.2 | - Segundo Exemplo Resolvido | 86 |
| 5.2.1 | - Análise dos Resultados | 87 |
| 5.2.2 | - Pesquisa da Capacidade de Carga de Estrutura | 88 |
| 5.3 | - Futuros Desenvolvimentos | 88 |
| ANEXO I | - BIBLIOGRAFIA | 90 |
| ANEXO II | - LISTAGEM | 93 |
| ANEXO III | - DESENHOS | 144 |

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I. INTRODUÇÃO

Sendo o concreto um material cujo comportamento é acentuadamente não linear, com pequena ou nula capacidade resistente à tração, a análise não linear física das estruturas em concreto torna-se imperativa quando se estudam seções fortemente solicitadas e sobretudo, quando se procura fazer uma análise no estado limite último.

A necessidade de uma análise não linear física surge principalmente quando se trata de estudar estruturas em concreto protendido para se poder estabelecer corretamente a influência das solicitações externas devidas à protensão na distribuição geral dos esforços, sobretudo em superestruturas de pontes.

O objetivo do presente trabalho consiste no desenvolvimento de um programa em FORTRAN, que calcule os esforços devidos às solicitações externas incluindo a protensão em vigas contínuas de seção variável. Com esse programa consegue-se também obter a distribuição de esforços internos resistentes da armadura de protensão e também do conjunto concreto e armadura de aço comum.

Por se tratar de uma análise não linear física, os diagramas tensão-deformação concreto e aço são subentendidos reais, ou não lineares. No capítulo II é feita a apresentação desses diagramas bem como o desenvolvimento das expressões que os representam.

A característica não linear física do concreto se manifesta pela variação acentuada do seu módulo de elasticidade, em função das tensões a que está submetido. Neste estudo, procedeu-se a uma formulação variacional da matriz de rigidez dos elementos levando-se em consideração a distribuição dos módulos de elasticidade nas seções e ao longo dos elementos. Estes conceitos e ainda o processo de introdução da protensão são expostos teóricamente no capítulo III.

No capítulo IV é apresentado o manual de utilização do programa, juntamente com um exemplo para a sua melhor compreensão. Por se tratar de um estudo de caráter puramente científico, os dados de entrada para a utilização do programa, estão susceptíveis de alguns melhoramentos. No entanto, a utilização de alguns comandos literais permite bastantes simplificações principalmente se se estudarem várias estruturas na mesma compilação.

Ainda para se proceder à simplificação dos dados de entrada, foram criadas subrotinas de geração de dados sob determinadas condições. A descrição dessas subrotinas e outras que são utilizadas é feita ainda no capítulo IV.

Para finalizar este trabalho procedeu-se à solução duma estrutura com este programa. É apresentado o "output" com vista a se exemplificar os dados de saída. Este exemplo servirá para tirar algumas conclusões sobre o estudo feito bem como dar sugestão sobre possíveis desenvolvimentos. Este é o objetivo do capítulo V.

No final deste volume apresentam-se 3 Anexos. No Anexo I fazem-se as referências bibliográficas que serviram como fonte de consulta para a realização deste trabalho, e outros que tratam de problemas relacionados.

No Anexo II apresenta-se uma listagem do programa.

No Anexo III estão reunidas todas as figuras a que se faz referência no texto.

CAPÍTULO II - MATERIAIS

II. MATERIAIS

2.1 - Concreto

Para o concreto foi utilizada a curva tensão-deformação do código modelo CEB-FIP/78 [11].

A curva tem o aspecto apresentado na figura 2.1.

A parte do diagrama correspondente às trações foi desprezada. Esta hipótese traduz-se num erro quando se procede à análise das deformações da estrutura para um determinado estado de carregamento. A estrutura é considerada assim como menos rígida, sendo as deformações obtidas superiores à realidade.

O módulo de elasticidade longitudinal na origem é obtido por:

$$E_c = 9,5 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2.1)$$

com E_c em GP_a
 f_{ck} em MP_a

Para os alongamentos negativos, vai ser necessário proceder-se ao cálculo do módulo de elasticidade secante. Assim é necessário adaptar-se uma expressão que represente a curva da figura 2.1, calculando-se o módulo de elasticidade com:

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \quad (2.2)$$

A curva tensão deformação é representada pela expressão:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{K \cdot \mu - \mu^2}{1 + (K-2) \cdot \mu} \quad (2.3)$$

em que:

$$\mu = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (2.4)$$

$\epsilon_{c1} = 0,0022$ (deformação máxima para compressão centrada)

$$K = (1,1 \cdot E_c) \times \frac{\epsilon_{c1}}{f_c} \quad (2.5)$$

A expressão (2.3) é válida para valores de ϵ_c compreendidos entre:

$$0 > \epsilon_c > \epsilon_{cu}$$

No programa optou-se por transformar ϵ_{cu} em dado de entrada. Deste modo nós podemos trabalhar com um valor para a deformação máxima de acordo com o tipo de concreto que vai ser utilizado, bem como de acordo com a forma geométrica da seção comprimida de concreto na estrutura a ser analisada.

De acordo ainda com a CEB-FIP/78 o valor usado para f_c é dado por:

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

Este valor é substituído na equação (2.3) para se reproduzir a curva tensão-deformação.

Vale a pena assinalar o motivo da não-utilização do diagrama parábola-retângulo com a tensão máxima de cálculo dada por:

$$f_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.7)$$

O diagrama parábola-retângulo é um diagrama de dimensionamento e não de análise. Esse diagrama conduzir-nos-ia a valores do módulo de elasticidade muito baixos, dando valores muito altos para as deformações e diminuindo a rapidez de convergência do processo utilizado.

2.2 - Aços

2.2.1 - Aço Tipo A

Neste trabalho considerou-se um único tipo de diagrama para as classes de Aço existentes no mercado.- CA24, CA40-A e CA50-A.

O diagrama tensão-deformação tem o aspecto mostrado na figura 2.2.

Substituindo o valor de f_y pelo valor correspondente do aço utilizado e atribuindo um valor para o módulo de elasticidade

$$E_s = t_g \alpha \quad (2.8)$$

encontramos um valor para a deformação ϵ_1 , ficando o diagrama perfeitamente definido.

2.2.2 - Aço Tipo B

O diagrama tensão-deformação deste aço é caracterizado pela ausência de patamar de escoamento. No seu lugar existe uma curva de transição entre a parte linear e a parte plástica propriamente dita. (ver figura 2.3).

Para efeito de cálculos, a curva de transição é substituída por uma poligonal. O diagrama é simétrico em relação à origem e se apresenta conforme a figura 2.4.

Os valores das deformações correspondentes às arestas da poligonal são dados pelas expressões:

$$\epsilon_1 = \frac{0.7 f_y}{E_s} \quad (2.9)$$

$$\epsilon_2 = \frac{0.9 f_y}{E_s} + \frac{0.2633}{1000} \quad (2.10)$$

$$\epsilon_3 = \frac{2}{1000} + \frac{f_y}{E_s} \quad (2.11)$$

$$\epsilon_4 = \frac{10}{1000} \quad (2.12)$$

Com esses valores calculados, a "curva" fica perfeitamente definida, podendo-se calcular as tensões correspondentes às deformações obtidas durante o processo iterativo, obtendo-se em seguida o respectivo módulo de elasticidade secante.

2.2.3 - Aço Duro de Protensão

Os aços de alta resistência são essencialmente aços do tipo B. Assim o seu diagrama é definido por uma curva similar à da figura 2.4, na qual a deformação limite ϵ_4 é elevada para 4% de acordo com as tabelas fornecidas pelo fabricante [12].

O módulo de elasticidade na origem

$$E_p = t_g \alpha$$

é um pouco mais baixo que o dos aços comuns de concreto armado. O seu valor oscila entre 195 GPa a 198 GPa de acordo com ensaios já utilizados. Este valor é um dado no programa.

CAPÍTULO III - FUNDAMENTOS TEÓRICOS

III. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.1 - Método dos Elementos Finitos na Teoria Não-Linear. Elementos Finitos de Barra.

3.1.1 - Rigidez de uma Seção

O comportamento não-linear físico duma estrutura de concreto é estudado partindo do cálculo da variação dos módulos de elasticidade, nas seções e ao longo dos elementos [1]. A consideração desta variação permite-nos encarar o problema das regiões fissuradas de concreto, conseguindo chegar, por um processo iterativo, ao valor aproximado da rigidez efetiva da estrutura. Esta rigidez pode ser bem menor que a calculada pela teoria linear sobretudo para as seções mais solicitadas.

A variação da rigidez ao longo da estrutura é responsável pela redistribuição de esforços na estrutura e por deformação cujos valores são praticamente impossíveis de calcular por outros processos.

Suponhamos a barra da figura 3.1 na qual se considera uma variação de módulos de elasticidade nas seções e no comprimento.

As regiões sombreadas correspondem a módulos de elasticidade nulos, onde o concreto está em tração. Seriam zonas de fissuração.

O eixo da barra é fixo e une os centros de gravi-

dade das seções ao longo do elemento. O eixo efetivo é inteiramente determinado pela distribuição dos módulos de elasticidade nas seções ao longo da barra. No processo iterativo, a sua posição é variável. Numa análise linear, os dois eixos seriam coincidentes - $E = \text{cte}$. Conhecida, portanto, a distribuição dos módulos de elasticidade numa seção, pode-se calcular a ordenada y_z , determinando-se a origem do eixo vertical \bar{y} do sistema local de coordenadas.

Para uma seção com um eixo vertical de simetria a rigidez à deformação axial e à flexão são dadas pelas conhecidas expressões:

$$EA = \int_{-h}^h t^{-h} b(\bar{y}) E(\bar{y}) d\bar{y} \quad (3.1)$$

$$EI = \int_{-h}^h t^{-h} b(\bar{y}) E(\bar{y}) \bar{y}^2 d\bar{y}$$

Aplicando um esforço normal N e um momento fletor \bar{M} no ponto de ordenada y_z da seção, obtemos uma distribuição linear de deformação na seção (ver figura 3.2). Esse diagrama de deformação pode ser decomposto, para cada ponto \bar{y} , uma deformação média $\bar{\epsilon}_g$ independente de \bar{y} e uma rotação $\chi \bar{y}$ correspondente à curvatura.

A relação entre as deformações $\bar{\epsilon}_g$ e χ é dada pela expressão na forma matricial:

$$\begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & EI \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\epsilon}_g \\ \chi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N \\ \bar{M} \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

Devemos salientar que as expressões (3.1) e (3.2) se referem a um sistema de eixos com origem no eixo efetivo da barra. Como esse eixo é variável, e também de posição conhecida

com erro em relação à real, é mais interessante fazer-se o desenvolvimento em relação a um eixo fixo que pode ser o eixo da barra ou um outro qualquer. É em relação a esse eixo que serão desenvolvidas as expressões que nos fornecem as matrizes de rigidez e os vetores de cargas equivalentes (ver figura 3.3).

De acordo com as hipóteses da teoria da flexão, vamos atribuir para a rotação χ um comportamento linear, pela qual as seções planas permanecem planas e a sua normal à linha média também permanece normal após a aplicação do carregamento.

No programa, o eixo escolhido foi o de centro de gravidade das seções. Com isso o programa calcula as características geométricas - seção, centro de gravidade e momento de inércia - sendo estes valores imprimidos. Esses valores podem ser úteis para cálculos adicionais baseados nos resultados da análise.

3.1.2 - Funções de Interpolação

A idealização do campo de deslocamento é feita considerando-se dois tipos de deslocamento em cada nó:

u - deslocamento horizontal

v - deslocamento vertical

O deslocamento u para uma seção de abscissa x num ponto fora do eixo efetivo onde estão definidos os esforços N e \bar{M} , é dado por:

$$u(x, \bar{y}) = \bar{u}(x) - \bar{y} \frac{dv}{dx} \quad (3.3)$$

Como o eixo efetivo não é paralelo ao eixo que define e representa a barra, então o campo de deslocamento (x, \bar{y}) deverá ter, pelo menos, uma forma quadrática. Do mesmo modo, é possível definir o deslocamento u para um sistema de eixos com centro no eixo da barra - centro de gravidade da seção - pela expressão:

$$u(x, y) = u(x) - y \frac{dv}{dx} \quad (3.4)$$

A função de interpolação para $u(x)$ será, portanto, do 2º grau. Para isso torna-se necessário definir um nó intermediário adicional na barra. O deslocamento desse nó será tratado como incógnita. A função de interpolação terá a forma (ver figura 3.4):

$$u(x) = \frac{\ell - x}{\ell} u_i + \frac{x}{\ell} u_j + \frac{4x(\ell - x)}{\ell^2} u_k \quad (3.5)$$

Como $v(x)$ é independente do eixo que escolhemos para a representação da barra, a função de interpolação escolhida é a já bem conhecida do 3º grau (ver figura 3.5):

$$v(x) = \frac{x(\ell - x)^2}{\ell^2} \theta_i + \frac{-x^2(\ell - x)}{\ell^2} \theta_j \quad (3.6)$$

3.1.3 - Cálculo das Deformações

Como as deformações são as primeiras derivadas dos deslocamentos, exprimindo estes em relação do sistema de eixos y ,

nós obtemos:

$$\varepsilon_g = \frac{du}{dx} = \frac{\Delta l}{l} + \frac{4l - 8x}{l^2} u_k \quad (3.7)$$

$$\chi = -\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{4l - 6x}{l^2} \theta_i + \frac{2l - 6x}{l^2} \theta_j \quad (3.8)$$

em que $\Delta l = u_j - u_i \quad (3.9)$

3.1.4 - Matriz de Rigidez da Barra

A equação da energia potencial total da barra, submetida a esforços axiais e de flexão é dada por:

$$\begin{aligned} \Pi = \frac{1}{2} \left[\int_0^l \left[EA \bar{\varepsilon}_g^2 + EI \chi^2 \right] dx \right] - \\ - N \Delta l - \bar{M}_i \theta_i - \bar{M}_j \theta_j \end{aligned} \quad (3.10)$$

sendo a parte da energia de deformação interna dada por:

$$W_i = \int_0^l \frac{1}{2} (EA \bar{\varepsilon}_g^2 + EI \chi^2) dx \quad (3.11)$$

referida ao eixo efetivo da barra.

Expressando o integrando da expressão (3.11) em forma matricial, obtemos:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \bar{\varepsilon}_g & \chi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & EI \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\varepsilon}_g \\ \chi \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

Como vimos anteriormente, é nosso interesse fazer todo o estudo e desenvolvimento em relação a um eixo fixo que represente a barra - eixo da barra. Procedendo a essa transformação, e observando que só a deformação média depende da posição do eixo de referência, teremos:

$$\bar{\epsilon}_g = \epsilon_g + y_z \chi \quad (3.13)$$

A expressão da energia de deformação interna, passará a ser referida ao novo eixo e a sua expressão terá a forma:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \epsilon_g & \chi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_g \\ \chi \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

$$\text{onde:} \quad D_{11} = EA \quad (3.15)$$

$$D_{12} = D_{21} = y_z EA \quad (3.16)$$

$$D_{22} = EI + y_z^2 EA \quad (3.17)$$

Substituindo (3.14) ... (3.17) na expressão da energia potencial total referida a eixo fixo da barra, e minimizando-a em relação aos parâmetros de deslocamentos:

$$u_k, \Delta l, \theta_i, \theta_j$$

obtemos o sistema:

$$\begin{bmatrix} S_{uu} & S_{u\epsilon} \\ S_{\epsilon u} & S_{\epsilon\epsilon} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v_\epsilon \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ k_\epsilon \end{Bmatrix} \quad (3.18)$$

onde o vetor u é o parâmetro u_k e o vetor v_ϵ contém os parâme-

metros Δl , θ_i e θ_j .

Fazendo:

$$S_{uu} u + S_{u\epsilon} v_{\epsilon} = 0 \quad (3.19)$$

e resolvendo, obtemos:

$$u = -S_{uu}^{-1} S_{u\epsilon} v_{\epsilon} \quad (3.20)$$

Substituindo (3.20) na segunda equação de (3.18), obtemos:

$$\left[S_{\epsilon\epsilon} - S_{\epsilon u} S_{uu}^{-1} S_{u\epsilon} \right] v_{\epsilon} = k_{\epsilon} \quad (3.21)$$

A matriz entre parêntesis é a matriz de rigidez da barra 3 x 3 para uma distribuição arbitrária do módulo de elasticidade.

Como a distribuição do módulo de elasticidade foi definida como arbitrária, ela pode inclusivamente ser descontínua. Com isto nós podemos enfrentar uma seção em concreto armado, fixando as posições de passagem das armaduras e atribuindo um modo de elasticidade diferente - o do aço - nesses pontos (ver figura 3.6).

3.1.5 - A Protensão

Com a utilização do método dos elementos finitos,

a existência de armaduras de protensão pode ser enfrentada de modo bastante elegante. Assim, basta considerarmos a protensão como a introdução de um estado de deformação inicial, caracterizada para cada seção pelos valores:

$$\epsilon_0 \quad \text{é} \quad \chi_0$$

Vamos, portanto, introduzir na expressão da energia potencial total do elemento, uma parcela relativa a uma energia de deformação interna para deformações iniciais. Essa parcela tem a forma:

$$\int_0^L \{\epsilon\}^T [D] \{\epsilon_0\} dx \quad (3.22)$$

que na forma matricial pode ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_g & \chi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_0 \\ \chi_0 \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

Examinando a expressão (3.23) nós podemos concluir que:

$$\begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_0 \\ \chi_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

referida ao eixo fixo da barra.

Sabendo a posição dos cabos, em relação ao eixo da barra, bem como o seu pré-alongamento, imediatamente se obtém N_0 e M_0 e o problema fica resolvido.

Fazendo:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_g & \chi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} = \epsilon_g N_0 + \chi M_0 \quad (3.25)$$

a expressão da energia potencial total do sistema será dada por:

$$\begin{aligned} \Pi = & \frac{1}{2} \int_0^{\ell} (D_{11} \epsilon_g^2 + 2D_{21} \epsilon_g \chi + D_{22} \chi^2) dx - \\ & - \int_0^{\ell} (\epsilon_g N_0 + \chi M_0) dx - N \Delta \ell - M_i \theta_i - M_j \theta_j \quad (3.26) \end{aligned}$$

A parcela relativa à deformação inicial imposta é representada agora por um vetor:

$$\begin{Bmatrix} P_u \\ P_\epsilon \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

que seria adicionado na expressão (3.18) tomando a seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} S_{uu} & S_{u\epsilon} \\ S_{\epsilon u} & S_{\epsilon\epsilon} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v_\epsilon \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} P_u \\ P_\epsilon \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ k_\epsilon \end{Bmatrix} \quad (3.28)$$

Todo o desenvolvimento posterior seria agora feito, tendo em consideração sempre a presença desta parcela.

3.2 - Cálculo das Expressões

Com o exposto no artigo 3.1 podemos passar agora

para a dedução das expressões que serão utilizadas no programa de cálculo.

A partir das expressões (3.7) e (3.8), obtemos:

$$\varepsilon_g^2 = \frac{\Delta \ell^2}{\ell^2} + 2 \frac{\Delta \ell (4\ell - 8x)}{\ell^3} u_k + \frac{(4\ell - 8x)^2}{\ell^4} u_k^2 \quad (3.29)$$

$$\begin{aligned} \chi^2 = & \frac{(4\ell - 6x)^2}{\ell^4} \theta_i + 2 \frac{(4\ell - 6x)(2\ell - 6x)}{\ell^4} \theta_i \theta_j + \\ & + \frac{(2\ell - 6x)^2}{\ell^4} \theta_j^2 \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{g\chi} = & \frac{\Delta \ell (4\ell - 6x)}{\ell^3} \theta_i + \frac{\Delta \ell (2\ell - 6x)}{\ell^3} \theta_j + \\ & + \frac{(4\ell - 8x)(4\ell - 6x)}{\ell^4} \theta_i u_k + \\ & + \frac{(4\ell - 8x)(2\ell - 6x)}{\ell^4} \theta_i u_k \end{aligned} \quad (3.31)$$

Substituindo (3.7), (3.8), (3.29), (3.30), (3.31) na expressão da energia potencial total (3.26) obtemos depois de ordenada:

$$\begin{aligned} \Pi = & \frac{\Delta \ell^2}{2\ell^2} \int_0^\ell D_{11} dx + \frac{u_k \Delta \ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x) dx + \\ & + \frac{u_k^2}{2\ell^4} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x)^2 dx + \\ & + \frac{\Delta \ell}{\ell^3} \theta_j \int_0^\ell D_{21} (2\ell - 6x) dx + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{\Delta \ell}{\ell^3} \Theta_i \int_0^\ell (4\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{u_k \Theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (4\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{\Theta_j^2}{2\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (2\ell - 6x)^2 dx + \frac{u_k \Theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (2\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{\Theta_i^2}{2\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x)^2 dx + \\
 & + \frac{\Theta_i \Theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) (2\ell - 6x) dx - \frac{\Delta \ell}{\ell} \int_0^\ell N_0 dx - \\
 & - u_k \int_0^\ell \frac{4\ell - 8x}{\ell^2} N_0 dx - \frac{\Theta_i}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 6x) M_0 dx - \\
 & - \frac{\Theta_j}{\ell^2} \int_0^\ell (2\ell - 6x) M_0 dx - N \Delta \ell - M_i \Theta_i - M_j \Theta_j \quad (3.32)
 \end{aligned}$$

Calculando a 1^a variação da energia potencial em relação aos parâmetros de deslocamento usando a forma (3.32), obtemos:

$$\begin{aligned}
 \text{a)} \quad & \frac{\partial \Pi}{\partial u_k} = 0 \\
 & \frac{u_k}{\ell^4} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x)^2 dx + \\
 & + \frac{\Delta \ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x) dx + \\
 & + \frac{\Theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (4\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{\Theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (2\ell - 6x) dx -
 \end{aligned}$$

$$- \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 8x) N_0 dx = 0 \quad (3.33)$$

$$b) \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \Delta \ell} = 0$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell^2} \int_0^\ell D_{11} dx + \frac{u_k}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x) dx +$$

$$+ \frac{\Theta_i}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{\Theta_j}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (2\ell - 6x) dx -$$

$$- \frac{1}{\ell} \int_0^\ell N_0 dx - N = 0 \quad (3.34)$$

$$c) \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \Theta_i} = 0$$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{u_k}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (4\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{\Theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x)^2 dx +$$

$$+ \frac{\Theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) (2\ell - 6x) dx -$$

$$- \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 6x) M_0 dx - M_i = 0 \quad (3.35)$$

$$d) \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \Theta_j} = 0$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\Delta \ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (2\ell - 6x) dx + \\
& + \frac{u_k}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (2\ell - 6x) dx + \\
& + \frac{\Theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (2\ell - 6x)^2 dx + \\
& + \frac{\Theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) (2\ell - 6x) dx - \\
& - \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (2\ell - 6x) M_0 dx - M_j = 0 \quad (3.36)
\end{aligned}$$

As expressões (3.33) a (3.36) podem ser escritas em forma matricial com a seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} \\ & S_{22} & S_{23} & S_{24} \\ & & S_{33} & S_{34} \\ & & & S_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_k \\ \Delta \ell \\ \Theta_i \\ \Theta_j \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ N \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} \quad (3.37)$$

Na qual:

$$S_{11} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x)^2 dx \quad (3.38)$$

$$S_{12} = \frac{1}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x) dx \quad (3.39)$$

$$S_{13} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (4\ell - 6x) dx \quad (3.40)$$

$$S_{14} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (2\ell - 6x) dx \quad (3.41)$$

$$S_{22} = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell D_{11} dx \quad (3.42)$$

$$S_{23} = \frac{1}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 6x) dx \quad (3.43)$$

$$S_{24} = \frac{1}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (2\ell - 6x) dx \quad (3.44)$$

$$S_{33} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) dx \quad (3.45)$$

$$S_{34} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) (2\ell - 6x) dx \quad (3.46)$$

$$S_{44} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (2\ell - 6x)^2 dx \quad (3.47)$$

$$P_1 = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 8x) N_0 dx \quad (3.48)$$

$$P_2 = \frac{1}{\ell} \int_0^\ell N_0 dx \quad (3.49)$$

$$P_3 = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 6x) M_0 dx \quad (3.50)$$

$$P_4 = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (2\ell - 6x) M_0 dx \quad (3.51)$$

Prosseguindo de acordo com o exposto no ítem 3.1.4 passamos, agora, à eliminação do parâmetro de deslocamento u_k do sistema (3.37). Este pode ser escrito de outra forma (ver expressão (3.18)):

$$\begin{bmatrix} [S_{uu}] & [S_{u\epsilon}] \\ [S_{\epsilon}] & [S_{\epsilon\epsilon}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} [u_k] \\ \{DM_{\epsilon}\} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} [P_u] \\ \{P_{\epsilon}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [0] \\ \{AM_{\epsilon}\} \end{Bmatrix} \quad (3.52)$$

Resolvendo a primeira equação encontramos:

$$[S_{uu}] [u_k] + [S_{u\epsilon}] \{DM_\epsilon\} - [P_u] = [0] \quad (3.53)$$

que resolvida para $[u_k]$ se obtém:

$$[u_k] = - [S_{uu}]^{-1} [S_{u\epsilon}] \{DM_\epsilon\} + [S_{uu}]^{-1} [P_u] \quad (3.54)$$

Substituindo (3.54) na segunda equação de (3.52) e ordenando, obtemos:

$$\begin{aligned} & - [S_{\epsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [S_{u\epsilon}] \{DM_\epsilon\} + [S_{\epsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [P_u] + \\ & + [S_{\epsilon\epsilon}] \{DM_\epsilon\} - [P_\epsilon] = \{AM_\epsilon\} \end{aligned} \quad (3.55)$$

ou

$$\begin{aligned} & \left([S_{\epsilon\epsilon}] - [S_{\epsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [S_{u\epsilon}] \right) \{DM_\epsilon\} - \\ & - \left([P_\epsilon] - [S_{\epsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [P_u] \right) = \{AM_\epsilon\} \end{aligned} \quad (3.56)$$

Fazendo:

$$[SM] = \left([S_{\epsilon\epsilon}] - [S_{\epsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [S_{u\epsilon}] \right) \quad (3.57)$$

e

$$\{PM\} = \left([P_\epsilon] - [S_{\epsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [P_u] \right) \quad (3.58)$$

Substituindo (3.57) e (3.58) em (3.56), obtemos:

$$[SM] \{DM_\epsilon\} - \{PM\} = \{AM_\epsilon\} \quad (3.59)$$

Com exceção do vetor {PM} que será estudado no item 3.5, o significado físico dos termos da equação (3.59) é o seguinte:

[SM] - matriz de rigidez da barra que relaciona os parâmetros de deslocamento $\{DM_\epsilon\}$ com os esforços $\{AM_\epsilon\}$

$\{DM_\epsilon\}$ - vetor que contém os parâmetros de deslocamento Δl , θ_i , θ_j

$\{AM_\epsilon\}$ - vetor que contém os valores dos esforços N, M_i e M_j

A expressão (3.57) pode ser escrita segundo a forma:

$$[SM] = \begin{bmatrix} S_{22} & S_{23} & S_{24} \\ S_{32} & S_{33} & S_{34} \\ S_{42} & S_{43} & S_{44} \end{bmatrix} - \begin{Bmatrix} S_{21} \\ S_{31} \\ S_{41} \end{Bmatrix} \frac{1}{S_{11}} [S_{12} \ S_{13} \ S_{14}] \quad (3.60)$$

Resolvendo as operações matriciais encontramos para os termos da matriz [SM]:

$$[SM] = \begin{bmatrix} S_{22} - \frac{S_{12} S_{12}}{S_{11}} & S_{23} - \frac{S_{12} S_{13}}{S_{11}} & S_{24} - \frac{S_{12} S_{14}}{S_{11}} \\ & S_{33} - \frac{S_{13} S_{13}}{S_{11}} & S_{34} - \frac{S_{13} S_{14}}{S_{11}} \\ & & S_{44} - \frac{S_{14} S_{14}}{S_{11}} \end{bmatrix} \quad (3.61)$$

Por sua vez, a expressão (3.58) terá a forma:

$$\{PM\} = \begin{Bmatrix} P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} S_{21} \\ S_{31} \\ S_{41} \end{Bmatrix} \frac{1}{S_{11}} P_1 \quad (3.62)$$

ou ainda:

$$\{PM\} = \begin{Bmatrix} P_2 - \frac{S_{21} P_1}{S_{11}} \\ P_3 - \frac{S_{31} P_1}{S_{11}} \\ P_4 - \frac{S_{41} P_1}{S_{11}} \end{Bmatrix} \quad (3.63)$$

Conforme estudamos no ítem (3.1.2), o parâmetro u_k criado adicionalmente para a obtenção duma função de interpolação quadrática para o campo de deslocamento u , é tratado no cálculo como incôgnita. Assim, ele é calculado a partir da equação (3.54) que se pode apresentar com o seguinte aspecto:

$$u_k = -\frac{1}{S_{11}} [S_{12} \quad S_{13} \quad S_{14}] \begin{Bmatrix} \Delta \ell \\ \theta_i \\ \theta_j \end{Bmatrix} + \frac{1}{S_{11}} P_1 \quad (3.64)$$

ou ainda:

$$u_k = -\frac{S_{12}}{S_{11}} \Delta \ell - \frac{S_{13}}{S_{11}} \theta_i - \frac{S_{14}}{S_{11}} \theta_j + \frac{1}{S_{11}} P_1 \quad (3.65)$$

3.3 - Dedução dos Termos da Matriz de Rigidez 6 x 6 da Barra no Sistema Local de Coordenadas

A matriz de rigidez 6 x 6 que relaciona os 6 deslo

camentos duma barra com os correspondentes 6 esforços (ver figura 3.7) tem estado a ser obtida em duas etapas.

Tudo o que foi exposto se refere à solução do problema elementar de deformação, no qual nós chegamos a uma matriz de rigidez 3×3 que relaciona as três tensões segundo os três eixos x, y, z com as três deformações $\Delta l, \theta_i, \theta_j$.

Para a obtenção da matriz de rigidez da barra estabelece-se uma matriz de combinação:

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/l & 1 & 0 & -1/l & 0 \\ 0 & 1/l & 0 & 0 & -1/l & 1 \end{bmatrix} \quad (3.67)$$

que corresponde a se dar ao elemento um deslocamento de corpo rígido (ver figura 3.8).

As ações da barra, são obtidas por:

$$[AM] = [C]^T \{AM_E\} \quad (3.68)$$

e os deslocamentos são obtidos por:

$$[DM] = [C]^{-1} \{DM_E\} \quad (3.69)$$

Substituindo (3.68) e (3.69) na expressão (3.59) obtemos:

$$[SM] [C] \{DM\} - [PM] = ([C]^T)^{-1} \{AM\} \quad (3.70)$$

Pré-multiplicando (3.70) por $[C]^T$ teremos:

$$[C]^T [SM] [C] \{DM\} - [C]^T \{PM\} = \{AM\} \quad (3.71)$$

que ainda poderá ser escrito da forma:

$$[SE] \{DM\} - \{PE\} = \{AM\} \quad (3.72)$$

sendo: $[SE] = [C]^T [SM] [C]$ (3.73)

e $\{PE\} = [C]^T \{PM\}$ (3.74)

Efetuada as operações assinaladas em (3.73) vamos obter as seguintes expressões para o cálculo dos termos da matriz de rigidez $[SE]$.

$$SE_{11} = S_{11} \quad (3.74a)$$

$$SE_{12} = - \frac{SM_{12} + SM_{13}}{l} \quad (3.74b)$$

$$SE_{13} = - SM_{12} \quad (3.74c)$$

$$SE_{14} = - SE_{11} \quad (3.74d)$$

$$SE_{15} = - SE_{12} \quad (3.74e)$$

$$SE_{16} = - SE_{13} \quad (3.74f)$$

$$SE_{22} = \frac{SM_{22} + 2SM_{23} + SM_{33}}{l^2} \quad (3.74g)$$

$$SE_{23} = \frac{SM_{22} + SM_{23}}{l} \quad (3.74h)$$

$$SE_{2\ 4} = SE_{1\ 5} \quad (3.74i)$$

$$SE_{2\ 5} = -SE_{2\ 2} \quad (3.74j)$$

$$SE_{2\ 6} = \frac{SM_{2\ 3} + SM_{3\ 3}}{\ell} \quad (3.74k)$$

$$SE_{3\ 3} = SM_{2\ 2} \quad (3.74l)$$

$$SE_{3\ 4} = -SE_{1\ 3} \quad (3.74m)$$

$$SE_{3\ 5} = -SE_{2\ 3} \quad (3.74n)$$

$$SE_{3\ 6} = SM_{2\ 3} \quad (3.74o)$$

$$SE_{4\ 4} = SE_{1\ 1} \quad (3.74p)$$

$$SE_{4\ 5} = SE_{1\ 2} \quad (3.74q)$$

$$SE_{4\ 6} = -SE_{1\ 6} \quad (3.74r)$$

$$SE_{5\ 5} = SE_{2\ 2} \quad (3.74s)$$

$$SE_{5\ 6} = -SE_{2\ 6} \quad (3.74t)$$

$$SE_{6\ 6} = SM_{3\ 3} \quad (3.74u)$$

Do mesmo modo, partindo de (3.74), obtemos as seguintes expressões para o termos de {PE}:

$$PE_1 = -PM_1 \quad (3.75a)$$

$$PE_2 = \frac{PM_2 + PM_3}{2} \quad (3.75b)$$

$$PE_3 = PM_2 \quad (3.75c)$$

$$PE_4 = PM_1 \quad (3.75d)$$

$$PE_5 = -PE_2 \quad (3.75e)$$

$$PE_6 = PM_3 \quad (3.75f)$$

3.4 - Matriz de Rigidez Global da Estrutura e Solução do Sistema

O estudo apresentado nos itens anteriores aplica-se a todos os elementos em que a estrutura for discretizada.

Obtidas as matrizes de rigidez das barras no sistema local de coordenadas, elas devem ser transformadas por rotação para o sistema global da estrutura donde se partirá para a sua adição obtendo-se a matriz de rigidez global da estrutura. Estas observações são válidas também para o vetor de carregamento {AM}, bem como para o vetor {PE}, devido à introdução das deformações iniciais.

A solução do sistema é feita pelo método direto de eliminação de Gauss [8].

Por se tratar de um assunto amplamente conhecido e presente em extensa bibliografia, nada foi introduzido de novo

nesta parte de cálculo. Por esse motivo não nos deteremos mais no desenvolvimento deste item.

3.5 - Algumas Considerações e Significado Físico dos Vetores P - Induzidos pela Introdução da Protensão sob a Forma de Deformações Iniciais

Este item refere-se exclusivamente à protensão e, por isso, ele é bastante importante no desenvolvimento teórico.

Em primeiro lugar, é interessante reparar, pelas expressões (3.48) até (3.51), que os termos do vetor {P} são in dependentes da distribuição dos módulos de elasticidade na seção e ao longo do elemento. Esta característica está patente nos ter mos do vetor {PM}, que derivam diretamente por algumas operações algébricas dos termos do vetor {P}. O significado físico de cada um dos termos do vetor {PM} na 1^a iteração é o seguinte:

PM_1 - força normal do elemento devida à protensão - N_0 .

PM_2 - momento na extremidade esquerda devido à ex centricidade do cabo em relação à posição do eixo da barra nesta seção.

PM_3 - idem, na extremidade direita.

O vetor {PM} tem, portanto, a forma:

$$\{PM\} = \begin{Bmatrix} N_0 \\ M_{0i} \\ M_{0j} \end{Bmatrix} \quad (3.76)$$

Por outro lado, o vetor de carregamento $\{AM\}$ tem a forma:

$$\{AM_{\epsilon}\} = \begin{Bmatrix} N \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} \quad (3.77)$$

Comparando os vetores (3.76) e (3.77) concluimos que $\{PM\}$ tem a forma de um vetor carregamento.

Se procedermos à decomposição do sistema da equação (3.59) da seguinte forma:

$$[SM] \{DM_{\epsilon}^1\} = \{AM_{\epsilon}\} \quad (3.78)$$

$$[SM] \{DM_{\epsilon}^2\} = \{PM\} \quad (3.79)$$

$$\text{donde:} \quad \{DM_{\epsilon}\} = \{DM_{\epsilon}^1\} + \{DM_{\epsilon}^2\} \quad (3.80)$$

os significados dos vetores $\{DM\}$ serão os seguintes:

$\{DM_{\epsilon}^1\}$ - vetor que contem os parâmetros de deslocamentos Δl , θ_i e θ_j para as ações $\{AM_{\epsilon}\}$

$\{DM_{\epsilon}^2\}$ - idem, para as ações $\{PM\}$

Tudo o que foi exposto é válido para uma comparação entre os termos dos vetores {PE} e {AM}. Também o vetor {PE} tem a forma de um vetor de carregamento. Porém, neste caso, fazem-se necessárias algumas considerações complementares.

Como o vetor {AM}, o vetor {PE} é constituído pelos valores dos esforços de engastamento perfeito do elemento bi engastado devido a ações que, neste caso, são o efeito das armaduras protendidas.

No caso do vetor {AM}, os seus elementos podem ser calculados de uma só vez no início do programa e ele será o mesmo para todas as iterações do novo cálculo. No caso particular do programa que elaboramos, este vetor não é calculado por se aceitarem somente cargas concentradas nos nós da estrutura. Por isso se parte logo para a montagem do vetor de cargas equivalentes da estrutura.

No entanto o vetor {PE} tem que ser calculado em cada iteração por haver uma variação na força existente nas armaduras de protensão. Em cada nova iteração o valor da deformação nas armaduras é corrigido a partir dos valores das deformações internas obtidas do cálculo da iteração anterior.

Quando se procede à primeira iteração, o vetor {PE} é calculado a partir dos valores de deformação que correspondem ao pré-alongamento existente no cabo e que é considerado constante ao longo dos elementos. E por se considerar o pré-alongamento constante é que os valores dos esforços no vetor {PE} cor

respondem aos esforços normais, cortantes e momentos provenientes da posição do cabo em relação ao eixo do elemento.

Nas iterações seguintes, a deformação existente nas armaduras de protensão já é variável ao longo do elemento, obtendo-se valores dos esforços de engastamento perfeito no elemento biengastado diferentes, influenciados pela variação de inércia ao longo do elemento.

Obtidos os vetores $\{PE\}$ para os n elementos em que se subdivide a estrutura, podemos, agora, montar um vetor de cargas equivalentes que designaremos por $\{P_K\}$.

O sistema global de solução da estrutura tem, agora, a forma:

$$[K]\{D\} - \{P_K\} = \{A\} \quad (3.81)$$

Sendo $\{P_K\}$ e $\{A\}$ vetores com as mesmas características e significado físico idêntico, eles podem ser adicionados para se obter o sistema global da estrutura sob a forma:

$$[K]\{D\} = \{AE\} \quad (3.82)$$

em que: $\{AE\} = \{A\} + \{P_K\} \quad (3.83)$

Um outro processo que teríamos para resolver o sistema de equações (3.81), dada a semelhança entre os vetores $\{P_K\}$ e $\{A\}$, seria o de desdobrar o vetor de deslocamentos em dois:

$$[K](\{D_1\} + \{D_2\}) - \{P_K\} = \{A\} \quad (3.84)$$

resolvendo-se os 2 sistemas:

$$[K]\{D_1\} = \{A\} \quad (3.85)$$

$$[K]\{D_2\} = \{P_K\} \quad (3.86)$$

Estas 2 equações são idênticas por serem do mesmo tipo os vetores independentes. Esta forma de solução foi adaptada no programa por trazer as vantagens que a seguir indicamos.

Resolvendo a equação (3.86) obtemos:

$$\{D_2\} = [K]^{-1}\{P_K\} \quad (3.87)$$

Fazendo a rotação para o sistema local de coordenadas do vetor $\{D_2\}$ obtemos para cada elemento os esforços nas suas extremidades, dados por:

$$\{PA^i\} = [SE]\{D_2^i\}$$

Vejamos agora qual o significado físico do vetor $\{PA^i\}$.

Se a estrutura é isostática, os esforços obtidos na extremidade do elemento i são coincidentes com os esforços do vetor $\{PE\}$ para esse elemento. Não existem, portanto, ações externas devidas à protensão.

Se a estrutura é hiperstática o vetor de desloca-

mento $\{D_2^i\}$ é constituído pelos vetores resultantes da posição do cabo em relação ao eixo do elemento, mais os deslocamentos relativos à existência de reações de apoio proveniente das ligações externas superabundantes. Então, o vetor $\{P_A^i\}$ terá a forma:

$$\{P_A^i\} = \{P_Z^i\} + \{P_E^i\} \quad (3.88)$$

Assim, por definição, o vetor $\{P_Z^i\}$ é constituído por valores de esforços devido a solicitações externas que são as reações autoequilibradas de apoio devido à hiperstaticidade da estrutura, e o vetor $\{P_E^i\}$ é constituído pelos esforços internos devidos à existência das armaduras de protensão.

Como os vetores $\{P_E^i\}$ já estão calculados, facilmente se obtém o vetor.

$$\{P_Z^i\} = \{P_A^i\} - \{P_E^i\}$$

que se pode adicionar ao vetor $\{A^i\}$ para se obter os esforços totais nas extremidades dos elementos devidos às solicitações externas.

Numa estrutura em concreto protendido, a existência dos esforços $\{P_Z^i\}$ é que é responsável pela redistribuição de esforços na estrutura, cujo estudo preciso nos pode conduzir a projetar seções mais económicas.

3.6 - Cálculos das Integrais para Obtenção dos Coeficientes de Rigidez D_{11} , D_{21} , D_{22} para uma Seção Qualquer com uma Distribuição Arbitrária dos Módulos de Elasticidade

A dedução das expressões que nos permitem fazer o cálculo das integrais:

$$D_{11} = \int_A E \, dA \quad (3.89)$$

$$D_{21} = \int_A E y \, dA \quad (3.90)$$

$$D_{22} = \int_A E y^2 \, dA \quad (3.91)$$

será feita com o auxílio da figura 3.6 na qual se mostra também o significado das letras utilizadas nas expressões.

A seção de concreto é subdividida em n faixas, conhecendo-se para o concreto, portanto, $n + 1$ valores de deformações ϵ , conseqüentemente, $n + 1$ valores de módulos de elasticidade secantes. Temos, assim, definida a sua distribuição na seção.

Para se conseguir fazer as integrações e, por generalizarmos para uma seção qualquer, adotaremos as duas seguintes hipóteses simplificadoras:

- a) As curvas \widehat{AB} e $\widehat{A'B'}$ para uma faixa qualquer i coincidem com as suas cordas.

- b) Numa faixa qualquer i supõe-se linear a variação do módulo de elasticidade secante com os valores limites E_i e E_{i+1} .

3.6.1 - Cálculo de D_{11}

3.6.1.1- Estudo para o Concreto

Para uma faixa qualquer i a expressão (3.89) pode ser escrita:

$$D_{11,C}^i = \int_0^{d^i} b(\rho) E_C(\rho) d\rho \quad (3.92)$$

fazendo:

$$b(\rho) = b^i + \frac{b^{i+1} - b^i}{d^i} \rho \quad (3.93)$$

$$E_C(\rho) = E_C^i + \frac{E_C^{i+1} - E_C^i}{d^i} \rho \quad (3.94)$$

e substituindo (3.93) e (3.94) em (3.92) obtemos, depois de ordenado:

$$D_{11,C}^i = \frac{d^i}{6} \left[b^i (E_C^{i+1} + 2E_C^i) + \right. \\ \left. + b^{i+1} (E_C^i + 2E_C^{i+1}) \right] \quad (3.95)$$

Para a seção total teremos:

$$D_{11,C} = \sum_{i=1}^n D_{11,C}^i \quad (3.96)$$

3.6.1.2- Estudo para o Aço Comum

Para o nível j de armadura $D_{11,s}^j$ terá o valor:

$$D_{11,s}^j = E_s^j A_s^j \quad (3.97)$$

Como existirão n_s níveis de armadura teremos:

$$D_{11,s} = \sum_{j=1}^{n_s} E_s^j A_s^j \quad (3.98)$$

3.6.1.3- O Valor Final será dado por:

$$D_{11} = D_{11,c} + D_{11,s} \quad (3.99)$$

que tem a forma:

$$D_{11} = \sum_{i=1}^n \frac{d^i}{6} \left[b^i (2E_c^i + E_c^{i+1}) + b^{i+1} (E_c^i + 2E_c^{i+1}) \right] + \sum_{j=1}^{n_s} E_s^j A_s^j \quad (3.100)$$

3.6.2 - Cálculo de D_{21}

3.6.2.1- Estudo para o Concreto

Passando para a observação da expressão (3.90) ela poderá tomar a forma:

$$D_{21,c}^i = \int_0^{d^i} b(\rho) E_c(\rho) (\psi^i + \rho) d\rho \quad (3.101)$$

Substituindo e ordenando em (3.101) as expressões (3.93) e (3.94) obtemos:

$$D_{21,c}^i = \frac{d^i}{6} \left\{ \frac{d^i}{2} \left[b^i (E_c^{i+1} + E_c^i) + \right. \right. \\ \left. \left. + b^{i+1} (3E_c^{i+1} + E_c^i) \right] + \right. \\ \left. + \psi^i \left[b^i (E_c^{i+1} + 2E_c^i) + \right. \right. \\ \left. \left. + b^{i+1} (2E_c^{i+1} + E_c^i) \right] \right\} \quad (3.102)$$

Para a seção total teríamos então:

$$D_{21,c} = \sum_{i=1}^n D_{21,c}^i \quad (3.103)$$

3.6.2.2-Estudo para o Aço Comum

Partindo também da expressão (3.90) obtemos para o nível j da armadura:

$$D_{21,s}^j = D_s^j A_s^j e^j \quad (3.104)$$

Para os n_s níveis teremos:

$$D_{21,s} = \sum_{j=1}^{n_s} E_s^j A_s^j e^j \quad (3.105)$$

3.6.2.3-O Valor de D_{21} será dado por:

$$D_{21} = D_{21,c} + D_{21,s} \quad (3.106)$$

ou ainda:

$$\begin{aligned}
 D_{21} = & \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{d^i}{6} \left\{ \frac{d^i}{2} \left[b^i (E_c^{i+1} + E_c^i) + \right. \right. \right. \\
 & + b^{i+1} (3E_c^{i+1} + E_c^i) \left. \right] + \psi^i \left[b^i (E_c^{i+1} + 2E_c^i) + \right. \\
 & \left. \left. + b^{i+1} (2E_c^{i+1} + E_c^i) \right] \right\} \left. \right\} + \\
 & + \sum_{j=1}^n s E_s^j A_s^j e^j \quad (3.107)
 \end{aligned}$$

3.6.3 - Cálculo de D_{22}

3.6.3.1- Estudo para o Concreto

Partindo agora da expressão (3.91) e por um raciocínio análogo ao anterior, obtemos:

$$D_{22,c}^i = \int_0^{d^i} b(\rho) E_c(\rho) (\psi^i + \rho)^2 d\rho \quad (3.108)$$

Procedendo às substituições, encontramos:

$$\begin{aligned}
 D_{22,c}^i = & \frac{d^i}{6} \left\{ (\psi^i)^2 \left[b^i (2E_c^{i+1} + E_c^{i+1}) + \right. \right. \\
 & \left. \left. + b^{i+1} (E_c^i + 2E_c^{i+1}) \right] + \right.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \psi^i d^i \left[b^i (E_c^i + E_c^{i+1}) + \right. \\
& + b^{i+1} (E_c^i + 3E_c^{i+1}) \left. \right] + \\
& + \frac{d^i}{10} \left[b^i (2E_c^i + 3E_c^{i+1}) + \right. \\
& + 3b^{i+1} (E_c^i + 4E_c^{i+1}) \left. \right] \left. \vphantom{\frac{d^i}{10}} \right\} \quad (3.109)
\end{aligned}$$

Para seção total teremos:

$$D_{22,c} = \sum_{i=1}^n D_{22,c}^i \quad (3.110)$$

3.6.3.2-Estudo para o Aço

Nível j:

$$D_{22,c}^j = E_s^j A_s^j (e^j)^2 \quad (3.111)$$

Para toda a armadura: (n_s níveis)

$$D_{22,s} = \sum_{j=1}^n D_{22,s}^j \quad (3.112)$$

3.6.3.3-O Valor Final para D_{22} será dado por:

$$D_{22} = D_{22,c} + D_{22,s} \quad (3.113)$$

cuja forma pode ser obtida por substituição pelas expressões (3.112) e (3.110).

3.6.4 - Aço de Protensão

É interessante reparar que a armadura de protensão não foi considerada no cálculo dos coeficientes de rigidez. Efetivamente, de acordo com a exposição teórica feita atrás, a protensão está sendo considerada já como um esforço resistente interno. A existência desses esforços resistentes suplementares já vai introduzir uma modificação na distribuição dos módulos de elasticidade no concreto em todas as seções, contribuindo, assim, indiretamente para a correção dos coeficientes.

Prosseguindo um pouco mais podemos concluir facilmente que a armadura de aço comum poderia ser tratada de modo análogo. Tudo se passa como se essa armadura fosse uma armadura de protensão com um pré-alongamento nulo. Para uma análise deste tipo, teríamos uma exposição teórica idêntica à mostrada atrás com a diferença de que teria de ser criado novos vetores tipo P , relativos à armadura de aço comum.

Transformando o programa deste modo, nós teríamos imediatamente como resultados os valores das ações resistentes internas no aço comum e as ações resistentes internas no aço de protensão que, somadas e subtraídas das ações devidas às solicitações exteriores nos dariam as ações resistentes internas no concreto. É importante notar, agora, que no cálculo dos valores D_{11} , D_{21} e D_{22} levaríamos em consideração apenas o concreto.

3.7 - Cálculo das Integrais ao Longo dos Elementos

Estas integrais são calculadas pela regra de Simp

som. Para isso o programa faz uma divisão internamente de cada elemento em 10 partes iguais procedendo, em seguida, ao respectivo cálculo.

Uma particularidade do cálculo neste ítem consiste na consideração da variação de inércia e de níveis de armadura, de uma forma contínua ao longo de cada elemento, sendo conhecidos os seus valores para cada uma das extremidades.

Para cada uma das seções em que o programa divide o elemento, as características geométricas e as armaduras são obtidas por uma dupla afinidade a partir das características de cada uma das seções em cada extremidade.

Feito esse cálculo, ficamos em poder de todos os dados para se proceder ao cálculo das integrações. Os valores de D_{11} , D_{21} e D_{22} são calculados para cada uma dessas seções.

3.8 - O Estado Limite Último

Depois de termos exposto toda base teórica e matemática em que se fundamenta o nosso estudo, falta definir exatamente o estudo que estamos efetuando.

O tipo de estudo que efetuamos está implícito em tudo o que foi exposto desde o capítulo I.

Vejamos, em primeiro lugar, os materiais.

As curvas de tensão deformação estão definidas pa

ra o concreto, em relação ao valor máximo da tensão dado por:

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

e para o aço em relação ao valor máximo das tensões dado por:

$$f_y = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} \quad (3.114)$$

Essas curvas seriam, então, as utilizadas para uma verificação no estado limite último, uma vez que estão afetadas dos respectivos coeficientes de segurança.

Em qualquer passo dos cálculos, é sempre feita uma verificação das deformações atingidas em todos os pontos dos materiais em que a estrutura é discretizada. Calculadas essas deformações passa-se, então, a um teste onde se verifica se houve alguma que ultrapassou os valores máximos admitidos nesses diagramas. No caso afirmativo, a respectiva seção é detectada e o cálculo é interrompido, com a mensagem de que nessa seção alguns dos materiais entram em escoamento. Estamos, então, perante um caso em que foi atingida ou ultrapassada a capacidade de carga da estrutura.

Prosseguindo na exposição dos vários itens do capítulo III, repara-se que houve uma preocupação em se separar as ações devido às solicitações externas das ações resistentes internas, estabelecendo-se a devida condição de equilíbrio.

Se algum material de uma determinada seção sofreu

uma deformação superior à que se define de rutura, a condição de equilíbrio não pode mais ser estabelecida, por deficiência nas ações resistentes internas. Encontramo-nos, portanto, no estado limite último.

É interessante fazer-se uma relação entre o processo de cálculo usado na prática e o estudo que pretendemos efetuar com este programa. Normalmente, para uma seção considerada crítica de uma determinada estrutura é feito um cálculo da sua capacidade resistente utilizando os diagramas de cálculo dos materiais. Em seguida se efetua uma comparação com as ações devido ao carregamento externo, devendo estes ser inferiores ou, quando muito iguais, aos valores calculados. Por ações, devido ao carregamento externo, subentendemos tratar-se das ações de cálculo.

Para a descrição do procedimento usado no nosso estudo suponhamos que nós procedemos à análise de um determinado carregamento, no qual se inclui o peso próprio da estrutura, cargas permanentes e acidentais, afetadas dos seus coeficientes de segurança. Se no final da análise não houver esgotamento da capacidade resistente de nenhum dos materiais em nenhuma seção, podemos dizer que a estrutura está bem dimensionada. Tudo o que se fez foi proceder ao cálculo dos esforços e sua redistribuição na estrutura considerando o seu comportamento não linear físico e encontrar em seguida uma capacidade resistente interna de igual valor, estabelecendo a condição de equilíbrio.

Este tipo de estudo foi designado por análise de caso de carregamento.

O programa foi elaborado de modo a que as cargas, ou apenas algumas, possam ser internamente incrementadas, até se encontrar a situação de rutura a menos de um erro previamente de terminado. Este tipo de análise foi designado por pesquisa de capacidade de carga.

Por tudo o que foi exposto podemos concluir sobre as grandes vantagens que um estudo do tipo a que nos propusemos pode trazer na análise de estruturas que possuem seções trabalhando próximo do estado limite último. Nestes casos, só uma análise que considere o comportamento não-linear físico nos pode fornecer indicações rigorosas sobre a redistribuição dos esforços devido às variações de rigidez das seções que se podem apresentar ao longo da estrutura.

Sob o ponto de vista económico, uma análise que considere o comportamento não-linear físico dessa estrutura tem também aspectos vantajosos por nos permitir projetar as seções dentro dos limites mínimos de segurança estabelecidos pelas normas. Qualquer aumento do limite de segurança adotado se reflete imediatamente no preço da estrutura em causa.

3.9 - Liberação de Deslocamentos

No programa desenvolvido existe a possibilidade de se introduzirem liberações de algumas direções de deslocamentos. O modo de se introduzirem essas liberações vai devidamente exemplificado no manual de utilização no capítulo IV.

A descrição teórica do processo de cálculo existe largamente na bibliografia publicada e, por esse motivo, não nos deteremos mais neste item [6].

Se acontecer serem introduzidas liberações que tornem a estrutura hipostática, está previsto um teste na subrotina que resolve o sistema detectando o aparecimento de elementos nulos na diagonal principal. Nesse caso, o programa é interrompido com a mensagem de se ter atingido a capacidade resistente da estrutura sem detectar o esgotamento de qualquer seção.

CAPÍTULO IV - MANUAL DE UTILIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRAMA

IV - MANUAL DE UTILIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRAMA

MA

A organização dos dados de entrada foi tornada o mais simples possível, recorrendo à versatilidade do compilador do computador Burroughs 6700, no qual foi desenvolvido o programa.

Todos os dados de entrada são fornecidos em formato livre. Assim, um conjunto de valores a serem escritos no mesmo cartão deverão ser reparados por vírgulas.

Usaram-se, também, alguns códigos que nos permitem tirar partido da simetria ou uniformidade das seções e armaduras, evitando a introdução de dados repetidos.

Todo o programa foi desenvolvido para trabalhar com as unidades tonelada e metro.

4.1 - Dados Gerais da Estrutura

- a) NEST (números de estruturas em estudo).
Max (NEST) = qualquer. O seu valor é limitado pelo tempo necessário de utilização do computador.
- b) SECOES (palavra escrita a partir da 1^a coluna).
- c) NV, NSUB (número de vãos e número de subdi

visão por seção)

Max (NV) = 10

Max (NSUB) = 30

d) AL(I), I = 1, NV (comprimento dos vãos em um só cartão). [n]

e) NDX(I), I = 1, NV (número de elemento em que subdivide cada vão - no mesmo cartão).

$$\sum_{i=1}^{NV} NDX(I) \leq 150$$

f) NNL, NR, MLIB (número de nós com ligação externa, número total de restrições, número de membros com liberação).

4.2 - Características Geométricas

a) A, B (código)

A = 0 - estrutura uniforme

A = 1 - estrutura não uniforme

B = 0 - estrutura não simétrica

B = 1 - estrutura simétrica

Nesta altura deverá ser calculado o número de seções para as quais será necessário fornecer dados sobre as características geométricas:

0,1 - NSEC = 1

1,1 - se NDX é par NSEC = NDX/2 + 1

se NDX é ímpar $NSEC = (NDX - 1)/2$

1,0 - $NSEC = NDX$

Nota: as características da última seção de cada vão, seção de número $NDX + 1$, serão dadas ou no vão seguinte como seção de número 1 ou isoladamente se se tratar do último vão.

- b) $H(I)$, NRS (altura total da seção, número de grupos de subdivisões com as mesmas características geométricas) [M]
- c) $HS(I,J)$, $B(I,J)$, NRF (altura da subdivisão j, largura da subdivisão j, número de subdivisões consecutivas com as mesmas características) [M]

Repetir o cartão c) um número NRS de vezes.

Voltar para o cartão a) para cada um dos vãos seguintes.

Voltar para o cartão b) na última seção.

4.3 - Armaduras

- a) A.B (código idêntico ao do item 4.2a)

Nota: calcular o número de seções para as quais serão dados os valores relativos às armadu

ras.

- b) NIVA(I,J), NIVP(I,J),..... (NSEC pares de valores)

NIVA - número de níveis de armadura comum.

NIVP - número de níveis de armadura de pro
tensão.

Max(NIVA) = 10

Max(NIVP) = 10

- c) W(I,J,K), DISTS(I,J,K),..... (NIVA pares de valores)

W - seção de aço comum no nível K [M2]

DISTS - distância ao limite superior da se
ção do nível K. [M]

Nota: Este cartão é dispensado se NIVA = 0.

- d) WP(I,S,K), DISTP(I,J,K), EPE(I,J,K),.....
(NIVP grupos de valores)

WP - seção de armadura de protensão do ní-
vel K. [M2]

DISTP - idem como DISTS para a armadura de
protensão do nível K. [M]

EPE - pré-elongamento da armadura do nível
K.

Nota: Este cartão é dispensado se NIVP = 0.

Voltar para o cartão c) um número NSEC de vezes.

Voltar para o cartão a) um número NV de vezes.

Voltar para o cartão b) para fornecer os dados da última seção.

4.4 - Membros com Liberações

Nota: Os cartões deste item só serão perfurados se MLIB \neq 0.

- a) I, (LIB(I,J), J = 1,6) (número do elemento, código)
LIB = 0 - direção liberada
LIB = 1 - direção não liberada

4.5 - Ligação de Apoio

- a) I, (IA(I,J), J = 1,3) (número do nó, código)
IA = 0 - direção vinculada
IA = 1 - direção não vinculada

4.6 - Propriedades dos Materiais

- a) MATERIAIS (palavra a ser escrita a partir da 1^a coluna)
- b) FCK, GAMC, EB2 (resistência característica do concreto [MPa], coeficiente segurança para o concreto,

deformação máxima permitida).

- c) IACO, FYK, GAMY, E (código, resistência característica do aço [MPa], coeficiente de segurança, módulo de elasticidade [GPa])

IACO = 0 - aço tipo A

IACO = 1 - aço tipo B

Nota: este cartão é dispensado se não existir nenhuma armadura de aço comum.

- d) FPK, GAMP, EP (resistência característica, coeficiente de segurança [MPa], módulo de elasticidade [GPa])

Nota: este cartão é dispensado se se estiver estudando uma estrutura em concreto armado.

4.7 - Tipo de Estudo e Erros Admissíveis

- a) ERR (erro admissível no processo de iteração)

- b) ITCAR (código)

ITCAR = 0 - pesquisa de capacidade de carga.

ITCAR = 1 - análise de caso de carregamento.

Se ITCAR = 0

- c) TERR (erro admissível no cálculo das tentativas para a pesquisa da carga)

Se ITCAR = 1

- d) NCC (número de casos de carregamento)
Max(NCC) = qualquer

4.8 - Dados Relativos ao Carregamento

- a) NNC (número de nós carregados)

Se ITCAR = 0

- b) I, (P(I,J), J = 1,3), (LFIX(I,J), J = 1,3)
I - número do nó
P - valor do carregamento [KN]
J - direção segundo o sistema de eixos (ver figura 4.2)
LFIX - código = 0 direção de carga fixa
 = 1 direção de carga móvel

Se ITCAR = 1

- c) I, (P(I,J), J = 1,3)
Repetir b) ou c) um número NNC de vezes.
Repetir desde a) um número NCC de vezes.

Para se proceder a um novo estudo no caso de ser $NEST > 1$, deverá voltar-se para o cargão b de 4.1.

Existem algumas simplificações que poderão ser feitas nos dados para um novo estudo dentro do mesmo processamento, que descrevemos a seguir.

Se a nova estrutura tiver as mesmas características geométricas e ser diferente apenas na armadura, o cartão b) de 4.1 deverá ser substituído por:

ARMADURAS - (escrito a partir da 1^a coluna).

Em seguida os dados serão a partir do cartão a) de 4.3.

Se na nova estrutura a ser estudada os materiais forem os mesmos que os da estrutura anterior, o cartão a) de 4.6 deverá ser mudado para:

SEM ALTERAÇÃO - (escrito a partir da 1^a coluna).

Em seguida os dados serão a partir do cartão a) de 4.7.

O programa aceita carregamentos nulos. Para isso basta introduzir:

ITCAR = 1

NNC = 1

$I, (P(I,J), J=1,3) \equiv \text{qualquer}, 0., 0., 0.$

Este recurso é bastante importante para se poder proceder ao estudo da redistribuição dos esforços somente devidos à protensão.

4.9 - Descrição das Subrotinas utilizadas no Programa

4.9.1 - SUBROUTINE CONV

Esta subrotina faz uma conversão entre os índices da notação tridimensional usada para os dados sobre seção e localização das armaduras para os índices da notação bidimensional que esses valores terão no cálculo da rigidez dos elementos.

4.9.2 - SUBROUTINE G1G2G

Esta subrotina faz o cálculo dos fatores de rigidez D_{11} , D_{21} e D_{22} para a seção cujas características constituem os dados de entrada.

Nesta subrotina são calculados, também, os valores de N_0 e M_0 devidos à protensão em relação ao eixo considerado como representativo da seção.

4.9.3 - SUBROUTINE EMOSP

Esta subrotina é chamada pela subrotina G1G2G. Ela fornece os valores do módulo de elasticidade secantes para os materiais, contribuindo, assim, para o cálculo dos valores de D_{11} ,

D_{21} e D_{22} .

Nesta subrotina é, também, testado todos os valores das deformações dos materiais fornecidos como parâmetros de entrada, em relação aos valores de deformação máximos permitidos. Se estes valores forem ultrapassados, serão assumidos determinados valores para as variáveis que permitem proceder-se ao teste de rutura no programa principal.

4.9.4 - SUBROUTINE MELST

Esta subrotina procede ao cálculo das integrações ao longo dos elementos pela regra de Simpson.

Como resultados obtemos os valores dos coeficientes $[SM]$.

São calculados, também, por integração numérica os valores dos coeficientes do vetor $\{PM\}$.

4.9.5 - SUBROUTINE MLOC

Esta subrotina faz o cálculo dos coeficientes da matriz de rigidez 6×6 $[SE]$ resolvendo as equações (3.74a) a (3.74t). São calculados, também, os coeficientes do vetor $[PE]$ resolvendo as equações (3.75a) a (3.75f).

4.9.6 - SUBROUTINE SGAU

Esta subrotina resolve o sistema de equação (3.81)

sob a forma:

$$[K]\{D\} = \{A\} + \{P_K\} \quad (4.1)$$

ou ainda:

$$[K](\{D_1\} + \{D_2\}) = \{A\} + \{P_K\} \quad (4.2)$$

São aceitos 2 vetores de termos independentes obtendo-se como resposta os 2 vetores de deslocamentos correspondentes.

O método usado na solução do sistema é o de eliminação de Gauss.

4.10 - Exemplo de Aplicação

Para um melhor esclarecimento sobre a utilização do programa, deve-se acompanhar a codificação dos dados de entrada para o problema resolvido no Capítulo V.

CAPÍTULO V - EJEMPLO

V - EXEMPLO

Para completar este trabalho vamos proceder à análise de uma estrutura já dimensionada, submetida a carregamento de cargas concentradas, no qual se supõe estarem já incluídas todas as cargas permanentes e acidentais.

5.1 - Características da Estrutura em Análise

A estrutura tem as características geométricas apresentadas na figura 5.1.

Como armaduras utilizou-se um cabo de protensão com as seguintes características:

$$A_p = 24 \text{ cm}^2$$

Aço Duro CP175RB com $E_p = 195 \text{ GPa}$

Pré-elongamento constante ao longo do cabo

$$\epsilon_p = 0.0045$$

Traçado de acordo com a tabela:

| | | | | | | | | | | | | |
|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| N | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| y | 0.38 | 0.37 | 0.34 | 0.30 | 0.51 | 0.74 | 0.90 | 0.98 | 1.00 | 0.94 | 0.82 | 0.62 |
| N | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| y | 0.35 | 0.10 | 0.35 | 0.61 | 0.81 | 0.94 | 1.00 | 0.99 | 0.92 | 0.78 | 0.57 | 0.38 |

Nas armaduras comuns foi utilizado aço CA-50B com

a disposição da figura 5.2.

O carregamento é constituído por cargas concentradas de 120 RN em cada um dos 24 nós em que está subdividida a estrutura para efeito de análise.

Para o concreto utiliza-se a resistência característica de:

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

O estudo a ser realizado é uma análise de caso de carregamento admitindo-se um erro de 1% no processo de iteração.

5.1.1 - Codificação

a) Dados gerais da estrutura:

1

SEÇÕES

3,15

4.5,20.,15.

3,10,10

3,4,0

b) Características geométricas: (Exemplo dos dados para o balanço)

0,1

1.1,3

.05,2.5,3

.085,0.3,10

.05,1.0,2

c) Armaduras

Como o número de cartões é um pouco extenso para a codificação das armaduras, vamos transcrever, como exemplo, os dados das armaduras para o balanço.

1,0

1.1,1.1,1.1

.0015,.05

.0024,.38,.005

.0015,.05

.0024,.37,.005

.0015,.05

.0024,.34,.005

d) Membros com liberação

Não existem.

e) Ligação de apoio

4,0,0,1

14,1,0,1

24,1,0,1

f) Propriedades dos materiais

Materiais

24.,1.5, .0035

1,500.,1.15,210.

175.,1.15,195.

g) Tipo de estudo e erros admissíveis

1.

1

1

24

1,0.,120.,0.

2,0.,120.,0.

3,0.,120.,0.

.....

24,0.,120.,0.

5.1.2 - "Output"

P O N T E
= = = =

1=000000.UNITERFACEY 00001000 C
 2=000000.UNITERFACEY 00002000 C
 3=000000.UNITERFACEY 00003000 C
 4=000000.UNITERFACEY 00004000 C
 5=000000.UNITERFACEY 00005000 C
 6=000000.UNITERFACEY 00006000 C
 7=000000.UNITERFACEY 00007000 C
 8=000000.UNITERFACEY 00008000 C
 9=000000.UNITERFACEY 00009000 C
 10=000000.UNITERFACEY 00010000 C
 11=000000.UNITERFACEY 00011000 C
 12=000000.UNITERFACEY 00012000 C
 13=000000.UNITERFACEY 00013000 C
 14=000000.UNITERFACEY 00014000 C
 15=000000.UNITERFACEY 00015000 C
 16=000000.UNITERFACEY 00016000 C
 17=000000.UNITERFACEY 00017000 C
 18=000000.UNITERFACEY 00018000 C
 19=000000.UNITERFACEY 00019000 C
 20=000000.UNITERFACEY 00020000 C
 21=000000.UNITERFACEY 00021000 C
 22=000000.UNITERFACEY 00022000 C
 23=000000.UNITERFACEY 00023000 C
 24=000000.UNITERFACEY 00024000 C
 25=000000.UNITERFACEY 00025000 C
 26=000000.UNITERFACEY 00026000 C
 27=000000.UNITERFACEY 00027000 C
 28=000000.UNITERFACEY 00028000 C
 29=000000.UNITERFACEY 00029000 C
 30=000000.UNITERFACEY 00030000 C
 31=000000.UNITERFACEY 00031000 C
 32=000000.UNITERFACEY 00032000 C
 33=000000.UNITERFACEY 00033000 C
 34=000000.UNITERFACEY 00034000 C
 35=000000.UNITERFACEY 00035000 C
 36=000000.UNITERFACEY 00036000 C
 37=000000.UNITERFACEY 00037000 C
 38=000000.UNITERFACEY 00038000 C
 39=000000.UNITERFACEY 00039000 C
 40=000000.UNITERFACEY 00040000 C
 41=000000.UNITERFACEY 00041000 C
 42=000000.UNITERFACEY 00042000 C
 43=000000.UNITERFACEY 00043000 C
 44=000000.UNITERFACEY 00044000 C
 45=000000.UNITERFACEY 00045000 C
 46=000000.UNITERFACEY 00046000 C
 47=000000.UNITERFACEY 00047000 C
 48=000000.UNITERFACEY 00048000 C
 49=000000.UNITERFACEY 00049000 C
 50=000000.UNITERFACEY 00050000 C
 51=000000.UNITERFACEY 00051000 C
 52=000000.UNITERFACEY 00052000 C
 53=000000.UNITERFACEY 00053000 C
 54=000000.UNITERFACEY 00054000 C
 55=000000.UNITERFACEY 00055000 C
 56=000000.UNITERFACEY 00056000 C
 57=000000.UNITERFACEY 00057000 C
 58=000000.UNITERFACEY 00058000 C
 59=000000.UNITERFACEY 00059000 C
 60=000000.UNITERFACEY 00060000 C
 61=000000.UNITERFACEY 00061000 C
 62=000000.UNITERFACEY 00062000 C
 63=000000.UNITERFACEY 00063000 C
 64=000000.UNITERFACEY 00064000 C
 65=000000.UNITERFACEY 00065000 C
 66=000000.UNITERFACEY 00066000 C
 67=000000.UNITERFACEY 00067000 C
 68=000000.UNITERFACEY 00068000 C
 69=000000.UNITERFACEY 00069000 C
 70=000000.UNITERFACEY 00070000 C
 71=000000.UNITERFACEY 00071000 C
 72=000000.UNITERFACEY 00072000 C
 73=000000.UNITERFACEY 00073000 C
 74=000000.UNITERFACEY 00074000 C
 75=000000.UNITERFACEY 00075000 C
 76=000000.UNITERFACEY 00076000 C
 77=000000.UNITERFACEY 00077000 C
 78=000000.UNITERFACEY 00078000 C
 79=000000.UNITERFACEY 00079000 C
 80=000000.UNITERFACEY 00080000 C
 81=000000.UNITERFACEY 00081000 C
 82=000000.UNITERFACEY 00082000 C
 83=000000.UNITERFACEY 00083000 C
 84=000000.UNITERFACEY 00084000 C
 85=000000.UNITERFACEY 00085000 C
 86=000000.UNITERFACEY 00086000 C
 87=000000.UNITERFACEY 00087000 C
 88=000000.UNITERFACEY 00088000 C
 89=000000.UNITERFACEY 00089000 C
 90=000000.UNITERFACEY 00090000 C
 91=000000.UNITERFACEY 00091000 C
 92=000000.UNITERFACEY 00092000 C
 93=000000.UNITERFACEY 00093000 C
 94=000000.UNITERFACEY 00094000 C
 95=000000.UNITERFACEY 00095000 C
 96=000000.UNITERFACEY 00096000 C
 97=000000.UNITERFACEY 00097000 C
 98=000000.UNITERFACEY 00098000 C
 99=000000.UNITERFACEY 00099000 C
 100=000000.UNITERFACEY 00100000 C

.....
 UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
 COORDENACAO DOS PROGRAMAS DE POS-GRADUACAO EM ENGENHARIA
 COPPE
 Tese de Mestrado
 ENGENHARIA CIVIL -- ESTRUTURAS
 ANALISE VAO-LINEAR DE VIGAS CONTINUAS EM CONCRETO ARMADO
 OU PROFUNDIDO COM CASOS ADERENTES
 CARLOS ALBERTO DE SA LEAL



ESTRUTURA NUMERO 1

DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

| | |
|------------------------------------|----|
| NUMERO DE VAGS | 3 |
| NUMERO DE NOS NO CONCRETO | 24 |
| NUMERO DE ELEMENTOS DE CONCRETO | 23 |
| NUMERO DE NOS COM LIBACOES | 3 |
| NUMERO DE RESTRICOES | 4 |
| NUMERO DE ELEMENTOS COM LIBERACOES | 0 |
| GRAU DE INDETERMINACAO CINEMATICA | 53 |

COMPRIMENTOS DOS VAGS

| | L(I) |
|---|-------|
| 1 | 4.50 |
| 2 | 20.00 |
| 3 | 15.00 |

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
NÚCLEO DE COMPUTAÇÃO ELETRÔNICA

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
NÚCLEO DE COMPUTAÇÃO ELETRÔNICA

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
NÚCLEO DE COMPUTAÇÃO ELETRÔNICA

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
NÚCLEO DE COMPUTAÇÃO ELETRÔNICA

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
NÚCLEO DE COMPUTAÇÃO ELETRÔNICA

| | | |
|----|----|-----|
| 1 | 1 | 2 |
| 2 | 2 | 3 |
| 3 | 3 | 4 |
| 4 | 4 | 5 |
| 5 | 5 | 6 |
| 6 | 6 | 7 |
| 7 | 7 | 8 |
| 8 | 8 | 9 |
| 9 | 9 | 10 |
| 10 | 10 | 11 |
| 11 | 11 | 12 |
| 12 | 12 | 13 |
| 13 | 13 | 14 |
| 14 | 14 | 15 |
| 15 | 15 | 16 |
| 16 | 16 | 17 |
| 17 | 17 | 18 |
| 18 | 18 | 19 |
| 19 | 19 | 20 |
| 20 | 20 | 21 |
| 21 | 21 | 22 |
| 22 | 22 | 23 |
| 23 | 23 | 24 |
| 24 | 24 | 25 |
| 25 | 25 | 26 |
| 26 | 26 | 27 |
| 27 | 27 | 28 |
| 28 | 28 | 29 |
| 29 | 29 | 30 |
| 30 | 30 | 31 |
| 31 | 31 | 32 |
| 32 | 32 | 33 |
| 33 | 33 | 34 |
| 34 | 34 | 35 |
| 35 | 35 | 36 |
| 36 | 36 | 37 |
| 37 | 37 | 38 |
| 38 | 38 | 39 |
| 39 | 39 | 40 |
| 40 | 40 | 41 |
| 41 | 41 | 42 |
| 42 | 42 | 43 |
| 43 | 43 | 44 |
| 44 | 44 | 45 |
| 45 | 45 | 46 |
| 46 | 46 | 47 |
| 47 | 47 | 48 |
| 48 | 48 | 49 |
| 49 | 49 | 50 |
| 50 | 50 | 51 |
| 51 | 51 | 52 |
| 52 | 52 | 53 |
| 53 | 53 | 54 |
| 54 | 54 | 55 |
| 55 | 55 | 56 |
| 56 | 56 | 57 |
| 57 | 57 | 58 |
| 58 | 58 | 59 |
| 59 | 59 | 60 |
| 60 | 60 | 61 |
| 61 | 61 | 62 |
| 62 | 62 | 63 |
| 63 | 63 | 64 |
| 64 | 64 | 65 |
| 65 | 65 | 66 |
| 66 | 66 | 67 |
| 67 | 67 | 68 |
| 68 | 68 | 69 |
| 69 | 69 | 70 |
| 70 | 70 | 71 |
| 71 | 71 | 72 |
| 72 | 72 | 73 |
| 73 | 73 | 74 |
| 74 | 74 | 75 |
| 75 | 75 | 76 |
| 76 | 76 | 77 |
| 77 | 77 | 78 |
| 78 | 78 | 79 |
| 79 | 79 | 80 |
| 80 | 80 | 81 |
| 81 | 81 | 82 |
| 82 | 82 | 83 |
| 83 | 83 | 84 |
| 84 | 84 | 85 |
| 85 | 85 | 86 |
| 86 | 86 | 87 |
| 87 | 87 | 88 |
| 88 | 88 | 89 |
| 89 | 89 | 90 |
| 90 | 90 | 91 |
| 91 | 91 | 92 |
| 92 | 92 | 93 |
| 93 | 93 | 94 |
| 94 | 94 | 95 |
| 95 | 95 | 96 |
| 96 | 96 | 97 |
| 97 | 97 | 98 |
| 98 | 98 | 99 |
| 99 | 99 | 100 |

COSSENCOS DIRETORES
ELEMENTOS DE CONCRETO

| I | CX | CY |
|-----|-----|-----|
| 1 | 1 | 1 |
| 2 | 2 | 2 |
| 3 | 3 | 3 |
| 4 | 4 | 4 |
| 5 | 5 | 5 |
| 6 | 6 | 6 |
| 7 | 7 | 7 |
| 8 | 8 | 8 |
| 9 | 9 | 9 |
| 10 | 10 | 10 |
| 11 | 11 | 11 |
| 12 | 12 | 12 |
| 13 | 13 | 13 |
| 14 | 14 | 14 |
| 15 | 15 | 15 |
| 16 | 16 | 16 |
| 17 | 17 | 17 |
| 18 | 18 | 18 |
| 19 | 19 | 19 |
| 20 | 20 | 20 |
| 21 | 21 | 21 |
| 22 | 22 | 22 |
| 23 | 23 | 23 |
| 24 | 24 | 24 |
| 25 | 25 | 25 |
| 26 | 26 | 26 |
| 27 | 27 | 27 |
| 28 | 28 | 28 |
| 29 | 29 | 29 |
| 30 | 30 | 30 |
| 31 | 31 | 31 |
| 32 | 32 | 32 |
| 33 | 33 | 33 |
| 34 | 34 | 34 |
| 35 | 35 | 35 |
| 36 | 36 | 36 |
| 37 | 37 | 37 |
| 38 | 38 | 38 |
| 39 | 39 | 39 |
| 40 | 40 | 40 |
| 41 | 41 | 41 |
| 42 | 42 | 42 |
| 43 | 43 | 43 |
| 44 | 44 | 44 |
| 45 | 45 | 45 |
| 46 | 46 | 46 |
| 47 | 47 | 47 |
| 48 | 48 | 48 |
| 49 | 49 | 49 |
| 50 | 50 | 50 |
| 51 | 51 | 51 |
| 52 | 52 | 52 |
| 53 | 53 | 53 |
| 54 | 54 | 54 |
| 55 | 55 | 55 |
| 56 | 56 | 56 |
| 57 | 57 | 57 |
| 58 | 58 | 58 |
| 59 | 59 | 59 |
| 60 | 60 | 60 |
| 61 | 61 | 61 |
| 62 | 62 | 62 |
| 63 | 63 | 63 |
| 64 | 64 | 64 |
| 65 | 65 | 65 |
| 66 | 66 | 66 |
| 67 | 67 | 67 |
| 68 | 68 | 68 |
| 69 | 69 | 69 |
| 70 | 70 | 70 |
| 71 | 71 | 71 |
| 72 | 72 | 72 |
| 73 | 73 | 73 |
| 74 | 74 | 74 |
| 75 | 75 | 75 |
| 76 | 76 | 76 |
| 77 | 77 | 77 |
| 78 | 78 | 78 |
| 79 | 79 | 79 |
| 80 | 80 | 80 |
| 81 | 81 | 81 |
| 82 | 82 | 82 |
| 83 | 83 | 83 |
| 84 | 84 | 84 |
| 85 | 85 | 85 |
| 86 | 86 | 86 |
| 87 | 87 | 87 |
| 88 | 88 | 88 |
| 89 | 89 | 89 |
| 90 | 90 | 90 |
| 91 | 91 | 91 |
| 92 | 92 | 92 |
| 93 | 93 | 93 |
| 94 | 94 | 94 |
| 95 | 95 | 95 |
| 96 | 96 | 96 |
| 97 | 97 | 97 |
| 98 | 98 | 98 |
| 99 | 99 | 99 |
| 100 | 100 | 100 |



RESTRIÇÕES NOS NOS

- 1- DIREÇÃO LIVRE
2- DIREÇÃO RESTRINGIDA

| I | IL(I,1) | IL(I,2) | IL(I,3) |
|----|---------|---------|---------|
| 4 | 0 | 0 | 1 |
| 14 | 1 | 0 | 1 |
| 24 | 1 | 0 | 1 |

MATERIAIS
DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

CONCRETO

| FCR (T/M ²) | GC | FCB (T/M ²) | E1 (P.MIL) | E2 |
|----------------------------|------|----------------------------|---------------|------|
| 2400.0 | 1.50 | 1600.00 | 2.20 | 3.50 |

ACQ

| FYS (T/M ²) | GY | EY (T/M ²) |
|----------------------------|------|---------------------------|
| 50000.0 | 1.15 | .210E+03 |

ACQ CURD

| .7*FYD | .9*FYD | FYD | FYD(LIM) | (T/M ²) |
|----------|----------|----------|----------|---------------------|
| 30434.78 | 39130.43 | 43478.26 | 47531.21 | |
| E1 | E2 | E3 | E4 | (P. MIL) |
| 1.449 | 2.127 | 4.070 | 10.000 | |



FPK GP EP
(T/M2) (T/M2)
175000.0 1.15 .195E+10

| .7*FPD | .9*FPD | FPD | FPD(LIM) | (T/M2) |
|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|
| 106921.74 | 136956.52 | 152173.91 | 175000.00 | |
| E1 | E2 | E3 | E4 | (P. MIL) |
| 5.463 | 7.237 | 9.304 | 40.000 | |

TIPO DE ESTUDO REALIZADO

ANALISE DE CASOS DE CARREGAMENTO

ERRO ADMISSIVEL NO CALCULO POR ITERACOES 0.01000
NO. DE CASOS DE CARREGAMENTO 1

ESTUDO DO CARREGAMENTO AG. = 1

NÚMERO DE NOS CARREGADOS 24

CARGAS NOS NOS

| NO | ACAO X | ACAO Y | ACAO Z |
|----|--------|---------|--------|
| 1 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 2 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 3 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 4 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 5 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 6 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 7 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 8 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 9 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 10 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 11 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 12 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 13 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 14 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 15 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 16 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 17 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 18 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 19 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 20 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 21 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 22 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 23 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |
| 24 | 0.0000 | 12.0000 | 0.0000 |

ITERAÇÃO NO. 1

DESLOCAMENTOS

| NO | DESL.X | DESL.Y | ROT.Z |
|----|---------|---------|----------|
| 1 | 0.00047 | 0.00133 | -0.00043 |
| 2 | 0.00031 | 0.00060 | -0.00039 |
| 3 | 0.00019 | 0.00011 | -0.00023 |
| 4 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00012 |
| 5 | 0.00021 | 0.00073 | 0.00054 |
| 6 | 0.00052 | 0.00195 | 0.00064 |
| 7 | 0.00033 | 0.00115 | 0.00054 |
| 8 | 0.00033 | 0.00403 | 0.00031 |
| 9 | 0.00164 | 0.00435 | 0.00002 |
| 10 | 0.00125 | 0.00409 | 0.00024 |
| 11 | 0.00149 | 0.00337 | 0.00032 |
| 12 | 0.00167 | 0.00209 | 0.00064 |
| 13 | 0.00117 | 0.00034 | 0.00037 |
| 14 | 0.00033 | 0.00000 | 0.00020 |
| 15 | 0.00044 | 0.00002 | 0.00013 |
| 16 | 0.00040 | 0.00030 | 0.00024 |
| 17 | 0.00030 | 0.00076 | 0.00033 |
| 18 | 0.00071 | 0.00128 | 0.00028 |
| 19 | 0.00033 | 0.00157 | 0.00013 |
| 20 | 0.00033 | 0.00174 | 0.00004 |
| 21 | 0.00018 | 0.00167 | 0.00013 |
| 22 | 0.00033 | 0.00134 | 0.00030 |
| 23 | 0.00077 | 0.00077 | 0.00046 |
| 24 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00054 |

SOLICITAÇÕES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS
.....

SOLICITAÇÕES ATUANTES PROVOCADAS POR FORÇAS EXTERNAS
(INCLUÍDO O EFEITO HIPERSTÁTICO DA PROTENSÃO)

| ELEM. | NORMAL | CORT. | MB4. | NORMAL | CORT. | MB4. |
|-------|--------|----------|-------|--------|----------|-------|
| 1 | 0.000 | 12.000 | 0.000 | 0.000 | 12.000 | 0.000 |
| 2 | 0.000 | 24.000 | 0.000 | 0.000 | 24.000 | 0.000 |
| 3 | 0.000 | 36.000 | 0.000 | 0.000 | 36.000 | 0.000 |
| 4 | 0.000 | 48.000 | 0.000 | 0.000 | 48.000 | 0.000 |
| 5 | 0.000 | 60.000 | 0.000 | 0.000 | 60.000 | 0.000 |
| 6 | 0.000 | 72.000 | 0.000 | 0.000 | 72.000 | 0.000 |
| 7 | 0.000 | 84.000 | 0.000 | 0.000 | 84.000 | 0.000 |
| 8 | 0.000 | 96.000 | 0.000 | 0.000 | 96.000 | 0.000 |
| 9 | 0.000 | 108.000 | 0.000 | 0.000 | 108.000 | 0.000 |
| 10 | 0.000 | 120.000 | 0.000 | 0.000 | 120.000 | 0.000 |
| 11 | 0.000 | 132.000 | 0.000 | 0.000 | 132.000 | 0.000 |
| 12 | 0.000 | 144.000 | 0.000 | 0.000 | 144.000 | 0.000 |
| 13 | 0.000 | 156.000 | 0.000 | 0.000 | 156.000 | 0.000 |
| 14 | 0.000 | 168.000 | 0.000 | 0.000 | 168.000 | 0.000 |
| 15 | 0.000 | 180.000 | 0.000 | 0.000 | 180.000 | 0.000 |
| 16 | 0.000 | 192.000 | 0.000 | 0.000 | 192.000 | 0.000 |
| 17 | 0.000 | 204.000 | 0.000 | 0.000 | 204.000 | 0.000 |
| 18 | 0.000 | 216.000 | 0.000 | 0.000 | 216.000 | 0.000 |
| 19 | 0.000 | 228.000 | 0.000 | 0.000 | 228.000 | 0.000 |
| 20 | 0.000 | 240.000 | 0.000 | 0.000 | 240.000 | 0.000 |
| 21 | 0.000 | 252.000 | 0.000 | 0.000 | 252.000 | 0.000 |
| 22 | 0.000 | 264.000 | 0.000 | 0.000 | 264.000 | 0.000 |
| 23 | 0.000 | 276.000 | 0.000 | 0.000 | 276.000 | 0.000 |
| 24 | 0.000 | 288.000 | 0.000 | 0.000 | 288.000 | 0.000 |
| 25 | 0.000 | 300.000 | 0.000 | 0.000 | 300.000 | 0.000 |
| 26 | 0.000 | 312.000 | 0.000 | 0.000 | 312.000 | 0.000 |
| 27 | 0.000 | 324.000 | 0.000 | 0.000 | 324.000 | 0.000 |
| 28 | 0.000 | 336.000 | 0.000 | 0.000 | 336.000 | 0.000 |
| 29 | 0.000 | 348.000 | 0.000 | 0.000 | 348.000 | 0.000 |
| 30 | 0.000 | 360.000 | 0.000 | 0.000 | 360.000 | 0.000 |
| 31 | 0.000 | 372.000 | 0.000 | 0.000 | 372.000 | 0.000 |
| 32 | 0.000 | 384.000 | 0.000 | 0.000 | 384.000 | 0.000 |
| 33 | 0.000 | 396.000 | 0.000 | 0.000 | 396.000 | 0.000 |
| 34 | 0.000 | 408.000 | 0.000 | 0.000 | 408.000 | 0.000 |
| 35 | 0.000 | 420.000 | 0.000 | 0.000 | 420.000 | 0.000 |
| 36 | 0.000 | 432.000 | 0.000 | 0.000 | 432.000 | 0.000 |
| 37 | 0.000 | 444.000 | 0.000 | 0.000 | 444.000 | 0.000 |
| 38 | 0.000 | 456.000 | 0.000 | 0.000 | 456.000 | 0.000 |
| 39 | 0.000 | 468.000 | 0.000 | 0.000 | 468.000 | 0.000 |
| 40 | 0.000 | 480.000 | 0.000 | 0.000 | 480.000 | 0.000 |
| 41 | 0.000 | 492.000 | 0.000 | 0.000 | 492.000 | 0.000 |
| 42 | 0.000 | 504.000 | 0.000 | 0.000 | 504.000 | 0.000 |
| 43 | 0.000 | 516.000 | 0.000 | 0.000 | 516.000 | 0.000 |
| 44 | 0.000 | 528.000 | 0.000 | 0.000 | 528.000 | 0.000 |
| 45 | 0.000 | 540.000 | 0.000 | 0.000 | 540.000 | 0.000 |
| 46 | 0.000 | 552.000 | 0.000 | 0.000 | 552.000 | 0.000 |
| 47 | 0.000 | 564.000 | 0.000 | 0.000 | 564.000 | 0.000 |
| 48 | 0.000 | 576.000 | 0.000 | 0.000 | 576.000 | 0.000 |
| 49 | 0.000 | 588.000 | 0.000 | 0.000 | 588.000 | 0.000 |
| 50 | 0.000 | 600.000 | 0.000 | 0.000 | 600.000 | 0.000 |
| 51 | 0.000 | 612.000 | 0.000 | 0.000 | 612.000 | 0.000 |
| 52 | 0.000 | 624.000 | 0.000 | 0.000 | 624.000 | 0.000 |
| 53 | 0.000 | 636.000 | 0.000 | 0.000 | 636.000 | 0.000 |
| 54 | 0.000 | 648.000 | 0.000 | 0.000 | 648.000 | 0.000 |
| 55 | 0.000 | 660.000 | 0.000 | 0.000 | 660.000 | 0.000 |
| 56 | 0.000 | 672.000 | 0.000 | 0.000 | 672.000 | 0.000 |
| 57 | 0.000 | 684.000 | 0.000 | 0.000 | 684.000 | 0.000 |
| 58 | 0.000 | 696.000 | 0.000 | 0.000 | 696.000 | 0.000 |
| 59 | 0.000 | 708.000 | 0.000 | 0.000 | 708.000 | 0.000 |
| 60 | 0.000 | 720.000 | 0.000 | 0.000 | 720.000 | 0.000 |
| 61 | 0.000 | 732.000 | 0.000 | 0.000 | 732.000 | 0.000 |
| 62 | 0.000 | 744.000 | 0.000 | 0.000 | 744.000 | 0.000 |
| 63 | 0.000 | 756.000 | 0.000 | 0.000 | 756.000 | 0.000 |
| 64 | 0.000 | 768.000 | 0.000 | 0.000 | 768.000 | 0.000 |
| 65 | 0.000 | 780.000 | 0.000 | 0.000 | 780.000 | 0.000 |
| 66 | 0.000 | 792.000 | 0.000 | 0.000 | 792.000 | 0.000 |
| 67 | 0.000 | 804.000 | 0.000 | 0.000 | 804.000 | 0.000 |
| 68 | 0.000 | 816.000 | 0.000 | 0.000 | 816.000 | 0.000 |
| 69 | 0.000 | 828.000 | 0.000 | 0.000 | 828.000 | 0.000 |
| 70 | 0.000 | 840.000 | 0.000 | 0.000 | 840.000 | 0.000 |
| 71 | 0.000 | 852.000 | 0.000 | 0.000 | 852.000 | 0.000 |
| 72 | 0.000 | 864.000 | 0.000 | 0.000 | 864.000 | 0.000 |
| 73 | 0.000 | 876.000 | 0.000 | 0.000 | 876.000 | 0.000 |
| 74 | 0.000 | 888.000 | 0.000 | 0.000 | 888.000 | 0.000 |
| 75 | 0.000 | 900.000 | 0.000 | 0.000 | 900.000 | 0.000 |
| 76 | 0.000 | 912.000 | 0.000 | 0.000 | 912.000 | 0.000 |
| 77 | 0.000 | 924.000 | 0.000 | 0.000 | 924.000 | 0.000 |
| 78 | 0.000 | 936.000 | 0.000 | 0.000 | 936.000 | 0.000 |
| 79 | 0.000 | 948.000 | 0.000 | 0.000 | 948.000 | 0.000 |
| 80 | 0.000 | 960.000 | 0.000 | 0.000 | 960.000 | 0.000 |
| 81 | 0.000 | 972.000 | 0.000 | 0.000 | 972.000 | 0.000 |
| 82 | 0.000 | 984.000 | 0.000 | 0.000 | 984.000 | 0.000 |
| 83 | 0.000 | 996.000 | 0.000 | 0.000 | 996.000 | 0.000 |
| 84 | 0.000 | 1008.000 | 0.000 | 0.000 | 1008.000 | 0.000 |
| 85 | 0.000 | 1020.000 | 0.000 | 0.000 | 1020.000 | 0.000 |
| 86 | 0.000 | 1032.000 | 0.000 | 0.000 | 1032.000 | 0.000 |
| 87 | 0.000 | 1044.000 | 0.000 | 0.000 | 1044.000 | 0.000 |
| 88 | 0.000 | 1056.000 | 0.000 | 0.000 | 1056.000 | 0.000 |
| 89 | 0.000 | 1068.000 | 0.000 | 0.000 | 1068.000 | 0.000 |
| 90 | 0.000 | 1080.000 | 0.000 | 0.000 | 1080.000 | 0.000 |
| 91 | 0.000 | 1092.000 | 0.000 | 0.000 | 1092.000 | 0.000 |
| 92 | 0.000 | 1104.000 | 0.000 | 0.000 | 1104.000 | 0.000 |
| 93 | 0.000 | 1116.000 | 0.000 | 0.000 | 1116.000 | 0.000 |
| 94 | 0.000 | 1128.000 | 0.000 | 0.000 | 1128.000 | 0.000 |
| 95 | 0.000 | 1140.000 | 0.000 | 0.000 | 1140.000 | 0.000 |
| 96 | 0.000 | 1152.000 | 0.000 | 0.000 | 1152.000 | 0.000 |
| 97 | 0.000 | 1164.000 | 0.000 | 0.000 | 1164.000 | 0.000 |
| 98 | 0.000 | 1176.000 | 0.000 | 0.000 | 1176.000 | 0.000 |
| 99 | 0.000 | 1188.000 | 0.000 | 0.000 | 1188.000 | 0.000 |
| 100 | 0.000 | 1200.000 | 0.000 | 0.000 | 1200.000 | 0.000 |

SOLICITAÇÕES DE EMPENHAMENTO PERMITIDO DEVIDAS A PROTENSÃO
CARTÃO DA SOLUÇÃO DO SISTEMA DE ENQUILHAMENTO

[illegible]



REAÇÕES DE APÓIO

| NC | REA.X | REA.Y | MOD.Z |
|----|--------|------------|-------|
| 4 | -0.000 | -1.432.823 | 0.000 |
| 14 | 0.000 | -1.432.823 | 0.000 |
| 24 | 0.000 | 56.433 | 0.000 |

ITERAÇÃO NO. 2

DESLOCAMENTOS

| NC | DESL.X | DESL.Y | MOD.Z |
|-----|---------|---------|---------|
| 1 | 0.00043 | 0.00153 | 0.00053 |
| 2 | 0.00033 | 0.00077 | 0.00043 |
| 3 | 0.00017 | 0.00030 | 0.00017 |
| 4 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 5 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 6 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 7 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 8 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 9 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 10 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 11 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 12 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 13 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 14 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 15 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 16 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 17 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 18 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 19 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 20 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 21 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 22 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 23 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 24 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 25 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 26 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 27 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 28 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 29 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 30 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 31 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 32 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 33 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 34 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 35 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 36 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 37 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 38 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 39 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 40 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 41 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 42 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 43 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 44 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 45 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 46 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 47 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 48 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 49 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 50 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 51 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 52 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 53 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 54 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 55 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 56 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 57 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 58 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 59 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 60 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 61 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 62 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 63 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 64 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 65 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 66 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 67 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 68 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 69 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 70 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 71 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 72 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 73 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 74 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 75 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 76 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 77 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 78 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 79 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 80 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 81 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 82 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 83 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 84 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 85 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 86 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 87 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 88 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 89 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 90 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 91 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 92 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 93 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 94 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 95 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 96 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 97 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 98 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 99 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 100 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |

SOLICITAÇÕES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS
.....

SOLICITAÇÕES ATUANTES PROVOCADAS POR FORÇAS EXTERNAS
(INCLUINDO O EFEITO HIPERSTATICO DA PROTENSÃO)

| ELEM. | NORMAL | CORT. | MO.M. | NORMAL | CORT. | MO.M. |
|-------|--------|----------|-------|--------|----------|-------|
| 1 | 0.000 | 12.000 | 0.000 | 0.000 | 12.000 | 0.000 |
| 2 | 0.000 | 24.000 | 0.000 | 0.000 | 24.000 | 0.000 |
| 3 | 0.000 | 36.000 | 0.000 | 0.000 | 36.000 | 0.000 |
| 4 | 0.000 | 48.000 | 0.000 | 0.000 | 48.000 | 0.000 |
| 5 | 0.000 | 60.000 | 0.000 | 0.000 | 60.000 | 0.000 |
| 6 | 0.000 | 72.000 | 0.000 | 0.000 | 72.000 | 0.000 |
| 7 | 0.000 | 84.000 | 0.000 | 0.000 | 84.000 | 0.000 |
| 8 | 0.000 | 96.000 | 0.000 | 0.000 | 96.000 | 0.000 |
| 9 | 0.000 | 108.000 | 0.000 | 0.000 | 108.000 | 0.000 |
| 10 | 0.000 | 120.000 | 0.000 | 0.000 | 120.000 | 0.000 |
| 11 | 0.000 | 132.000 | 0.000 | 0.000 | 132.000 | 0.000 |
| 12 | 0.000 | 144.000 | 0.000 | 0.000 | 144.000 | 0.000 |
| 13 | 0.000 | 156.000 | 0.000 | 0.000 | 156.000 | 0.000 |
| 14 | 0.000 | 168.000 | 0.000 | 0.000 | 168.000 | 0.000 |
| 15 | 0.000 | 180.000 | 0.000 | 0.000 | 180.000 | 0.000 |
| 16 | 0.000 | 192.000 | 0.000 | 0.000 | 192.000 | 0.000 |
| 17 | 0.000 | 204.000 | 0.000 | 0.000 | 204.000 | 0.000 |
| 18 | 0.000 | 216.000 | 0.000 | 0.000 | 216.000 | 0.000 |
| 19 | 0.000 | 228.000 | 0.000 | 0.000 | 228.000 | 0.000 |
| 20 | 0.000 | 240.000 | 0.000 | 0.000 | 240.000 | 0.000 |
| 21 | 0.000 | 252.000 | 0.000 | 0.000 | 252.000 | 0.000 |
| 22 | 0.000 | 264.000 | 0.000 | 0.000 | 264.000 | 0.000 |
| 23 | 0.000 | 276.000 | 0.000 | 0.000 | 276.000 | 0.000 |
| 24 | 0.000 | 288.000 | 0.000 | 0.000 | 288.000 | 0.000 |
| 25 | 0.000 | 300.000 | 0.000 | 0.000 | 300.000 | 0.000 |
| 26 | 0.000 | 312.000 | 0.000 | 0.000 | 312.000 | 0.000 |
| 27 | 0.000 | 324.000 | 0.000 | 0.000 | 324.000 | 0.000 |
| 28 | 0.000 | 336.000 | 0.000 | 0.000 | 336.000 | 0.000 |
| 29 | 0.000 | 348.000 | 0.000 | 0.000 | 348.000 | 0.000 |
| 30 | 0.000 | 360.000 | 0.000 | 0.000 | 360.000 | 0.000 |
| 31 | 0.000 | 372.000 | 0.000 | 0.000 | 372.000 | 0.000 |
| 32 | 0.000 | 384.000 | 0.000 | 0.000 | 384.000 | 0.000 |
| 33 | 0.000 | 396.000 | 0.000 | 0.000 | 396.000 | 0.000 |
| 34 | 0.000 | 408.000 | 0.000 | 0.000 | 408.000 | 0.000 |
| 35 | 0.000 | 420.000 | 0.000 | 0.000 | 420.000 | 0.000 |
| 36 | 0.000 | 432.000 | 0.000 | 0.000 | 432.000 | 0.000 |
| 37 | 0.000 | 444.000 | 0.000 | 0.000 | 444.000 | 0.000 |
| 38 | 0.000 | 456.000 | 0.000 | 0.000 | 456.000 | 0.000 |
| 39 | 0.000 | 468.000 | 0.000 | 0.000 | 468.000 | 0.000 |
| 40 | 0.000 | 480.000 | 0.000 | 0.000 | 480.000 | 0.000 |
| 41 | 0.000 | 492.000 | 0.000 | 0.000 | 492.000 | 0.000 |
| 42 | 0.000 | 504.000 | 0.000 | 0.000 | 504.000 | 0.000 |
| 43 | 0.000 | 516.000 | 0.000 | 0.000 | 516.000 | 0.000 |
| 44 | 0.000 | 528.000 | 0.000 | 0.000 | 528.000 | 0.000 |
| 45 | 0.000 | 540.000 | 0.000 | 0.000 | 540.000 | 0.000 |
| 46 | 0.000 | 552.000 | 0.000 | 0.000 | 552.000 | 0.000 |
| 47 | 0.000 | 564.000 | 0.000 | 0.000 | 564.000 | 0.000 |
| 48 | 0.000 | 576.000 | 0.000 | 0.000 | 576.000 | 0.000 |
| 49 | 0.000 | 588.000 | 0.000 | 0.000 | 588.000 | 0.000 |
| 50 | 0.000 | 600.000 | 0.000 | 0.000 | 600.000 | 0.000 |
| 51 | 0.000 | 612.000 | 0.000 | 0.000 | 612.000 | 0.000 |
| 52 | 0.000 | 624.000 | 0.000 | 0.000 | 624.000 | 0.000 |
| 53 | 0.000 | 636.000 | 0.000 | 0.000 | 636.000 | 0.000 |
| 54 | 0.000 | 648.000 | 0.000 | 0.000 | 648.000 | 0.000 |
| 55 | 0.000 | 660.000 | 0.000 | 0.000 | 660.000 | 0.000 |
| 56 | 0.000 | 672.000 | 0.000 | 0.000 | 672.000 | 0.000 |
| 57 | 0.000 | 684.000 | 0.000 | 0.000 | 684.000 | 0.000 |
| 58 | 0.000 | 696.000 | 0.000 | 0.000 | 696.000 | 0.000 |
| 59 | 0.000 | 708.000 | 0.000 | 0.000 | 708.000 | 0.000 |
| 60 | 0.000 | 720.000 | 0.000 | 0.000 | 720.000 | 0.000 |
| 61 | 0.000 | 732.000 | 0.000 | 0.000 | 732.000 | 0.000 |
| 62 | 0.000 | 744.000 | 0.000 | 0.000 | 744.000 | 0.000 |
| 63 | 0.000 | 756.000 | 0.000 | 0.000 | 756.000 | 0.000 |
| 64 | 0.000 | 768.000 | 0.000 | 0.000 | 768.000 | 0.000 |
| 65 | 0.000 | 780.000 | 0.000 | 0.000 | 780.000 | 0.000 |
| 66 | 0.000 | 792.000 | 0.000 | 0.000 | 792.000 | 0.000 |
| 67 | 0.000 | 804.000 | 0.000 | 0.000 | 804.000 | 0.000 |
| 68 | 0.000 | 816.000 | 0.000 | 0.000 | 816.000 | 0.000 |
| 69 | 0.000 | 828.000 | 0.000 | 0.000 | 828.000 | 0.000 |
| 70 | 0.000 | 840.000 | 0.000 | 0.000 | 840.000 | 0.000 |
| 71 | 0.000 | 852.000 | 0.000 | 0.000 | 852.000 | 0.000 |
| 72 | 0.000 | 864.000 | 0.000 | 0.000 | 864.000 | 0.000 |
| 73 | 0.000 | 876.000 | 0.000 | 0.000 | 876.000 | 0.000 |
| 74 | 0.000 | 888.000 | 0.000 | 0.000 | 888.000 | 0.000 |
| 75 | 0.000 | 900.000 | 0.000 | 0.000 | 900.000 | 0.000 |
| 76 | 0.000 | 912.000 | 0.000 | 0.000 | 912.000 | 0.000 |
| 77 | 0.000 | 924.000 | 0.000 | 0.000 | 924.000 | 0.000 |
| 78 | 0.000 | 936.000 | 0.000 | 0.000 | 936.000 | 0.000 |
| 79 | 0.000 | 948.000 | 0.000 | 0.000 | 948.000 | 0.000 |
| 80 | 0.000 | 960.000 | 0.000 | 0.000 | 960.000 | 0.000 |
| 81 | 0.000 | 972.000 | 0.000 | 0.000 | 972.000 | 0.000 |
| 82 | 0.000 | 984.000 | 0.000 | 0.000 | 984.000 | 0.000 |
| 83 | 0.000 | 996.000 | 0.000 | 0.000 | 996.000 | 0.000 |
| 84 | 0.000 | 1008.000 | 0.000 | 0.000 | 1008.000 | 0.000 |
| 85 | 0.000 | 1020.000 | 0.000 | 0.000 | 1020.000 | 0.000 |
| 86 | 0.000 | 1032.000 | 0.000 | 0.000 | 1032.000 | 0.000 |
| 87 | 0.000 | 1044.000 | 0.000 | 0.000 | 1044.000 | 0.000 |
| 88 | 0.000 | 1056.000 | 0.000 | 0.000 | 1056.000 | 0.000 |
| 89 | 0.000 | 1068.000 | 0.000 | 0.000 | 1068.000 | 0.000 |
| 90 | 0.000 | 1080.000 | 0.000 | 0.000 | 1080.000 | 0.000 |
| 91 | 0.000 | 1092.000 | 0.000 | 0.000 | 1092.000 | 0.000 |
| 92 | 0.000 | 1104.000 | 0.000 | 0.000 | 1104.000 | 0.000 |
| 93 | 0.000 | 1116.000 | 0.000 | 0.000 | 1116.000 | 0.000 |
| 94 | 0.000 | 1128.000 | 0.000 | 0.000 | 1128.000 | 0.000 |
| 95 | 0.000 | 1140.000 | 0.000 | 0.000 | 1140.000 | 0.000 |
| 96 | 0.000 | 1152.000 | 0.000 | 0.000 | 1152.000 | 0.000 |
| 97 | 0.000 | 1164.000 | 0.000 | 0.000 | 1164.000 | 0.000 |
| 98 | 0.000 | 1176.000 | 0.000 | 0.000 | 1176.000 | 0.000 |
| 99 | 0.000 | 1188.000 | 0.000 | 0.000 | 1188.000 | 0.000 |
| 100 | 0.000 | 1200.000 | 0.000 | 0.000 | 1200.000 | 0.000 |

SOLICITAÇÕES DE ENCASTAMENTO PERFEITO DEVIDAS A PROTENSÃO
(ANTES DA SOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES)

| ELEM. | NORMAL | CERT. | MO.M. | NORMAL | CERT. | MO.M. |
|-------|---------|--------|-------|---------|--------|-------|
| 1 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 2 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 3 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 4 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 5 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 6 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 7 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 8 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 9 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 10 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 11 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 12 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 13 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 14 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 15 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 16 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 17 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 18 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 19 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 20 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 21 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 22 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 23 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 24 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 25 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 26 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 27 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 28 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 29 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 30 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 31 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 32 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 33 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 34 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 35 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 36 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 37 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 38 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 39 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 40 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 41 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 42 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 43 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 44 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 45 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 46 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 47 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 48 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 49 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 50 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 51 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 52 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 53 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 54 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 55 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 56 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |
| 57 | 205.756 | 11.772 | 0.000 | 205.756 | 11.772 | 0.000 |

ITERACAO NO. 3

DESLOCAMENTOS

[illegible]REACTIES DE APOID

| NO | FEA.X | FEA.Y | MOD.Z |
|----|-------|----------|-------|
| 4 | 0.000 | -100.268 | 0.000 |
| 14 | 0.000 | -131.241 | 0.000 |
| 24 | 0.000 | -56.491 | 0.000 |

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150 151 152 153 154 155 156 157 158 159 160 161 162 163 164 165 166 167 168 169 170 171 172 173 174 175 176 177 178 179 180 181 182 183 184 185 186 187 188 189 190 191 192 193 194 195 196 197 198 199 200 201 202 203 204 205 206 207 208 209 210 211 212 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 224 225 226 227 228 229 230 231 232 233 234 235 236 237 238 239 240 241 242 243 244 245 246 247 248 249 250 251 252 253 254 255 256 257 258 259 260 261 262 263 264 265 266 267 268 269 270 271 272 273 274 275 276 277 278 279 280 281 282 283 284 285 286 287 288 289 290 291 292 293 294 295 296 297 298 299 300 301 302 303 304 305 306 307 308 309 310 311 312 313 314 315 316 317 318 319 320 321 322 323 324 325 326 327 328 329 330 331 332 333 334 335 336 337 338 339 340 341 342 343 344 345 346 347 348 349 350 351 352 353 354 355 356 357 358 359 360 361 362 363 364 365 366 367 368 369 370 371 372 373 374 375 376 377 378 379 380 381 382 383 384 385 386 387 388 389 390 391 392 393 394 395 396 397 398 399 400 401 402 403 404 405 406 407 408 409 410 411 412 413 414 415 416 417 418 419 420 421 422 423 424 425 426 427 428 429 430 431 432 433 434 435 436 437 438 439 440 441 442 443 444 445 446 447 448 449 450 451 452 453 454 455 456 457 458 459 460 461 462 463 464 465 466 467 468 469 470 471 472 473 474 475 476 477 478 479 480 481 482 483 484 485 486 487 488 489 490 491 492 493 494 495 496 497 498 499 500 501 502 503 504 505 506 507 508 509 510 511 512 513 514 515 516 517 518 519 520 521 522 523 524 525 526 527 528 529 530 531 532 533 534 535 536 537 538 539 540 541 542 543 544 545 546 547 548 549 550 551 552 553 554 555 556 557 558 559 560 561 562 563 564 565 566 567 568 569 570 571 572 573 574 575 576 577 578 579 580 581 582 583 584 585 586 587 588 589 590 591 592 593 594 595 596 597 598 599 600 601 602 603 604 605 606 607 608 609 610 611 612 613 614 615 616 617 618 619 620 621 622 623 624 625 626 627 628 629 630 631 632 633 634 635 636 637 638 639 640 641 642 643 644 645 646 647 648 649 650 651 652 653 654 655 656 657 658 659 660 661 662 663 664 665 666 667 668 669 670 671 672 673 674 675 676 677 678 679 680 681 682 683 684 685 686 687 688 689 690 691 692 693 694 695 696 697 698 699 700 701 702 703 704 705 706 707 708 709 710 711 712 713 714 715 716 717 718 719 720 721 722 723 724 725 726 727 728 729 730 731 732 733 734 735 736 737 738 739 740 741 742 743 744 745 746 747 748 749 750 751 752 753 754 755 756 757 758 759 760 761 762 763 764 765 766 767 768 769 770 771 772 773 774 775 776 777 778 779 780 781 782 783 784 785 786 787 788 789 790 791 792 793 794 795 796 797 798 799 800 801 802 803 804 805 806 807 808 809 810 811 812 813 814 815 816 817 818 819 820 821 822 823 824 825 826 827 828 829 830 831 832 833 834 835 836 837 838 839 840 841 842 843 844 845 846 847 848 849 850 851 852 853 854 855 856 857 858 859 860 861 862 863 864 865 866 867 868 869 870 871 872 873 874 875 876 877 878 879 880 881 882 883 884 885 886 887 888 889 890 891 892 893 894 895 896 897 898 899 900 901 902 903 904 905 906 907 908 909 910 911 912 913 914 915 916 917 918 919 920 921 922 923 924 925 926 927 928 929 930 931 932 933 934 935 936 937 938 939 940 941 942 943 944 945 946 947 948 949 950 951 952 953 954 955 956 957 958 959 960 961 962 963 964 965 966 967 968 969 970 971 972 973 974 975 976 977 978 979 980 981 982 983 984 985 986 987 988 989 990 991 992 993 994 995 996 997 998 999 1000 1001 1002 1003 1004 1005 1006 1007 1008 1009 1010 1011 1012 1013 1014 1015 1016 1017 1018 1019 1020 1021 1022 1023 1024 1025 1026 1027 1028 1029 1030 1031 1032 1033 1034 1035 1036 1037 1038 1039 104

Journal of Management Inquiry 18(6)br/>© The Author(s) 2009
Reprints and permissions:
<http://www.sagepub.com/journalsPermissions.nav>

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | 56 | 57 | 58 | 59 | 60 | 61 | 62 | 63 | 64 | 65 | 66 | 67 | 68 | 69 | 70 | 71 | 72 | 73 | 74 | 75 | 76 | 77 | 78 | 79 | 80 | 81 | 82 | 83 | 84 | 85 | 86 | 87 | 88 | 89 | 90 | 91 | 92 | 93 | 94 | 95 | 96 | 97 | 98 | 99 | 100 | 101 | 102 | 103 | 104 | 105 | 106 | 107 | 108 | 109 | 110 | 111 | 112 | 113 | 114 | 115 | 116 | 117 | 118 | 119 | 120 | 121 | 122 | 123 | 124 | 125 | 126 | 127 | 128 | 129 | 130 | 131 | 132 | 133 | 134 | 135 | 136 | 137 | 138 | 139 | 140 | 141 | 142 | 143 | 144 | 145 | 146 | 147 | 148 | 149 | 150 | 151 | 152 | 153 | 154 | 155 | 156 | 157 | 158 | 159 | 160 | 161 | 162 | 163 | 164 | 165 | 166 | 167 | 168 | 169 | 170 | 171 | 172 | 173 | 174 | 175 | 176 | 177 | 178 | 179 | 180 | 181 | 182 | 183 | 184 | 185 | 186 | 187 | 188 | 189 | 190 | 191 | 192 | 193 | 194 | 195 | 196 | 197 | 198 | 199 | 200 | 201 | 202 | 203 | 204 | 205 | 206 | 207 | 208 | 209 | 210 | 211 | 212 | 213 | 214 | 215 | 216 | 217 | 218 | 219 | 220 | 221 | 222 | 223 | 224 | 225 | 226 | 227 | 228 | 229 | 230 | 231 | 232 | 233 | 234 | 235 | 236 | 237 | 238 | 239 | 240 | 241 | 242 | 243 | 244 | 245 | 246 | 247 | 248 | 249 | 250 | 251 | 252 | 253 | 254 | 255 | 256 | 257 | 258 | 259 | 260 | 261 | 262 | 263 | 264 | 265 | 266 | 267 | 268 | 269 | 270 | 271 | 272 | 273 | 274 | 275 | 276 | 277 | 278 | 279 | 280 | 281 | 282 | 283 | 284 | 285 | 286 | 287 | 288 | 289 | 290 | 291 | 292 | 293 | 294 | 295 | 296 | 297 | 298 | 299 | 300 | 301 | 302 | 303 | 304 | 305 | 306 | 307 | 308 | 309 | 310 | 311 | 312 | 313 | 314 | 315 | 316 | 317 | 318 | 319 | 320 | 321 | 322 | 323 | 324 | 325 | 326 | 327 | 328 | 329 | 330 | 331 | 332 | 333 | 334 | 335 | 336 | 337 | 338 | 339 | 340 | 341 | 342 | 343 | 344 | 345 | 346 | 347 | 348 | 349 | 350 | 351 | 352 | 353 | 354 | 355 | 356 | 357 | 358 | 359 | 360 | 361 | 362 | 363 | 364 | 365 | 366 | 367 | 368 | 369 | 370 | 371 | 372 | 373 | 374 | 375 | 376 | 377 | 378 | 379 | 380 | 381 | 382 | 383 | 384 | 385 | 386 | 387 | 388 | 389 | 390 | 391 | 392 | 393 | 394 | 395 | 396 | 397 | 398 | 399 | 400 | 401 | 402 | 403 | 404 | 405 | 406 | 407 | 408 | 409 | 410 | 411 | 412 | 413 | 414 | 415 | 416 | 417 | 418 | 419 | 420 | 421 | 422 | 423 | 424 | 425 | 426 | 427 | 428 | 429 | 430 | 431 | 432 | 433 | 434 | 435 | 436 | 437 | 438 | 439 | 440 | 441 | 442 | 443 | 444 | 445 | 446 | 447 | 448 | 449 | 450 | 451 | 452 | 453 | 454 | 455 | 456 | 457 | 458 | 459 | 460 | 461 | 462 | 463 | 464 | 465 | 466 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|

5.1.3 - Análise dos Resultados

Passamos, agora, a analisar os resultados obtidos fazendo algumas comparações com o cálculo que se faz normalmente na prática.

Os resultados deste cálculo manual são os seguintes:

Momentos hipertáticos devidos à protensão:

$$M_4^Z = 0 \quad M_{14}^Z = 1001. \text{KNm} \quad M_{24}^Z = 0$$

Reações devidas à protensão:

$$R_4^Z = -50. \text{KN} \quad R_{14}^Z = +117. \text{KN} \quad R_{24}^Z = -67. \text{KN}$$

Reações de apoio devidas às cargas concentradas:

$$R_4 = -957. \text{KN} \quad R_{14} = -1419. \text{KN} \quad R_{24} = -384. \text{KN}$$

- a) Existe uma grande concordância entre os valores obtidos para os esforços pelo programa com os calculados manualmente. As diferenças existentes são devidas à idealização do traçado do cabo como poligonal e não perfeitamente parabólico, e a erros de arredondamento.

b) Analisando os resultados da 1^a iteração, é interessante salientar que:

- a protensão não produz esforços externos no balanço - parte isostática - da estrutura;
- a protensão conduz a um equilíbrio das reações de apoio diminuindo a reação do apoio 14 e aumentando as dos apoios 4 e 24.

c) Analisando, agora, os resultados para a iteração nº 3, podemos tirar as seguintes conclusões:

- existem perdas na armadura de protensão devidas à deformação da estrutura que podem chegar até 4%;
- a deformada da estrutura - deslocamento na direção y - é superior à obtida numa análise elástica, como é o caso da 1^a iteração. A diferença para algumas seções são as seguintes:
seção 1 - +10%
seção 9 - +16%
seção 19 - + 5%
- devido a se considerar, agora, a rigidez real da estrutura no final do processo de iteração, a distribuição dos esforços - momentos fletores - é um pouco diferente da

obtida no cálculo elástico. No exemplo atual, a interpretação é a seguinte: da 1^a iteração vemos que os maiores esforços se encontram no meio dos vãos - seções 9 e 19. No apoio 14 o momento é menor. Por isso, a estrutura perde mais rigidez nos vãos do que no apoio central. Assim, no processo iterativo, assistimos a uma diminuição de esforços nos vãos, sendo compensados com um aumento de momento no apoio 14. As diferenças são as seguintes:

seção 9 - -0,6%

seção 19 - -0,7%

seção 14 - +4%

- devido à nova distribuição dos esforços, houve, também, uma alteração nas reações de apoio da estrutura. O apoio central foi sobrecarregado em benefício dos apoios externos.

Devemos salientar que a diferença dos resultados entre a análise não-linear e a análise elástica não é significativa, e poderíamos até classificá-la de desprezível. Isto é devido ao fato de a estrutura analisada ser muito rígida e a protensão "equilibrar" quase toda a carga externa existente.

Se fizermos a análise de tensões da seção nº 20 - a mais solicitada - encontramos os seguintes valores:

$$\sigma_s = -3,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = -0,9 \text{ MPa}$$

pelo que concluimos estar toda a estrutura no estado não fissurado com tensões no concreto inferiores a 40% de sua resistência característica.

Neste caso, portanto, o efeito não-linear físico não se faz sentir.

O caso analisado seria o correspondente a uma estrutura em concreto protendido com protensão total.

A menos alguns casos específicos, este grau de protensão não é mais utilizado em face às suas desvantagens de tipo econômico. A tendência atual é a de se utilizar cada vez mais a protensão parcial. Com este grau de protensão nós conseguimos obter estruturas tão econômicas como as de concreto armado com todas as vantagens técnicas da protensão. E nestes casos já se justifica a utilização de uma análise do tipo não-linear físico como veremos no exemplo analisado a seguir.

5.2 - Segundo Exemplo Resolvido

A estrutura que passamos a analisar encontra-se descrita na figura 5.3.

Conforme se repara facilmente ela é bastante flexível e a protensão utilizada "equilibra" cerca de 40% da carga total externa. Nos nós da estrutura é aplicada uma carga concen

trada em cada um de 50 KN.

A análise gastou 1,21 segundos de processador e a convergência deu-se ao final de 8 iterações. Passamos, portanto, a análise dos resultados.

5.2.1 - Análise dos Resultados

Vamos fazer uma análise comparativa entre os resultados obtidos para deformações e esforços de flexão entre a 1^a e a 8^a iteração. Essa comparação poderá ser melhor acompanhada pelos diagramas apresentados na figura 5.4.

Deslocamento y na seção nº 5.

1^a iteração: $f_y = 2,35\text{cm}$

8^a iteração: $f_y = 6,21\text{cm}$

Diferença : +265%

Momento fletor devido às solicitações atuantes na seção nº 5.

1^a iteração: $M = +767 \text{ KNm}$

8^a iteração: $M = +795 \text{ KNm}$

Diferença : + 4%

Momento fletor devido às solicitações atuantes na seção nº 11.

1^a iteração: $M = -1082 \text{ KNm}$

8^a iteração: $M = -1013 \text{ KNm}$

Diferença : -7%

5.2.2 - Pesquisa da Capacidade de Carga de Estrutura

Para a mesma estrutura foi feita uma pesquisa da capacidade de carga por incrementos sucessivos da carga aplicada nos nós da estrutura.

Para uma carga de 57.5 KN por nó a deformação máxima para o concreto foi encontrada uma das seções do elemento nº 10 - seção de apoio.

Com este carregamento, a diminuição verificada de momento negativo no apoio foi de cerca de 12% enquanto o aumento de momento positivo se situou em cerca de 5%. As deformações no meio dos vãos sofreram um aumento de cerca de 310%.

A medida que se caminha para a carga última, verifica-se, também, uma diminuição do efeito hiperstático da protensão.

5.3 - Futuros Desenvolvidos

O programa desenvolvido é susceptível de outros melhoramentos e aperfeiçoamento.

Efetivamente, o objetivo do nosso estudo era o de avaliar a correta distribuição de esforços que se operam em uma estrutura, considerando a sua rigidez efetiva e o comportamento não-linear dos materiais. Como desenvolvimento deste trabalho poderíamos sugerir: cálculo automático das perdas de protensão, incluindo, aqui, o comportamento reológico dos materiais; desenvolvimento do programa para aceitação de outros tipos de carga como, por exemplo, cargas uniformemente distribuídas.

A N E X O I

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

1. BLAAUWENDRAAD, J. - Realistic Analysis of Reinforced Concrete Framed Structures, Delft, Heron, vol. 18, No. 4, 1972.
2. GARCIA, L.F.TABORDA - Análise Não-Linear de Pórticos Planos em Concreto Armado, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1974.
3. ZIENKIEWICZ, O.C. - The Finite Element Method in Engineering Science, London, Mc Graw-Hill, 1971.
4. MAJID, K.I. - Non-Linear Structures, London, Butterworths, 1972.
5. SPILLERS, WILLIAM R. - Iterative Structural Design, North-Holland.
6. GERE AND WEAVER - Analysis of Framed Structures, Van - Nostrand - Reinhold.
7. HARRISON, H.B. - Computer Methods in Structures Analysis, New Jersey, Prentice-Hall, 1973.
8. DAHLQUIST, GERMUND - Numerical Methods, New Jersey, Prentice-Hall, 1974.
9. DESAI, C.S. - Elementary Finite Element Method, New Jersey, Prentice-Hall, 1979.

10. JENNINGS, ALAN - Matriz Computation for Engineers and Scientists,
London, John Wiley & Sons, 1977.
11. Código modelo CEB/FIP. Boletim de Informação CEB 124 / 125F,
Londres, 1978.
12. Aços, Fios e Cordoalhas para Armaduras de Concreto Protendi-
do BEMA.

A N E X O I I

LISTAGEM

```

FILE 1=DADOS,UNIT=READER
FILE 2=IMPRESS,UNIT=PRINTER
FILE 11=PONTE,UNIT=DISKPACK,AREA=110,RECORD=36
FILE 12=PREE,UNIT=DISKPACK,AREA=110,RECORD=6

```

\$RESET LIST

```

SUBROUTINE CONV(KI,NV1,NDX,L1,L2)
  DIMENSION NDX(10)
  N=0
  DO 1 I=1,NV1
    IF(I.EQ.NV1)GO TO 4
    N=N+NDX(I)
    N1=N
    IF(N1.LT.KI)GO TO 1
3  IF(N1.EQ.KI)GO TO 2
    N1=N1-1
    GO TO 3
1  CONTINUE
2  L1=I
    N2=N-NDX(I)
    L2=KI-N2
    RETURN
4  L1=I
    L2=1
    RETURN
  END
SUBROUTINE ROT(SD,SE,CX,CY,KI)

```

C

C FAZ A ROTACAO DUMA MATRIZ LXL PARA OUTRO SISTEMA DE COORDENADA
*S

C

```

-----DIMENSION SE(6,6),SD(6,6),GX(150),GY(150)-----
SD(1,1)=SE(1,1)*CX(KI)**2+SE(2,2)*CY(KI)**2-2.*SE(1,2)*CX(K
*I)*CY(K
*I)
SD(1,2)=(SE(1,1)-SE(2,2))*CX(KI)*CY(KI)+SE(1,2)*(CX(KI)**2-
*CY(KI))*

```

```

**2)
SD(1,3)=-SE(2,3)*CY(KI)+SE(1,3)*CX(KI)
SD(1,4)=SE(1,4)*CX(KI)**2+SE(2,5)*CY(KI)**2-(SE(2,4)+SE(1,5
*)) *CX(K
*I)*CY(KI)
SD(1,5)=(SE(1,4)-SE(2,5))*CX(KI)*CY(KI)-SE(2,4)*CY(KI)**2+S
*E(1,5)*
*CX(KI)**2
SD(1,6)=SE(1,6)*CX(KI)-SE(2,6)*CY(KI)
SD(2,2)=SE(1,1)*CY(KI)**2+SE(2,2)*CX(KI)**2+2.*SE(1,2)*CX(K
*I)*CY(K
*I)
SD(2,3)=SE(2,3)*CX(KI)+SE(1,3)*CY(KI)
SD(2,4)=(SE(1,4)-SE(2,5))*CX(KI)*CY(KI)+SE(2,4)*CX(KI)**2-S
*E(1,5)*
*CY(KI)**2
SD(2,5)=(SE(2,4)+SE(1,5))*CX(KI)*CY(KI)+SE(1,4)*CY(KI)**2+S
*E(2,5)*
*CX(KI)**2
SD(2,6)=SE(1,6)*CY(KI)+SE(2,6)*CX(KI)
SD(3,3)=SE(3,3)
SD(3,4)=SE(3,4)*CX(KI)-SE(3,5)*CY(KI)
SD(3,5)=SE(3,4)*CY(KI)+SE(3,5)*CX(KI)
SD(3,6)=SE(3,6)
SD(4,4)=SE(4,4)*CX(KI)**2-2.*SE(4,5)*CX(KI)*CY(KI)+SE(5,5)*
*CY(KI)*
**2
SD(4,5)=(SE(4,4)+SE(5,5))*CX(KI)*CY(KI)+SE(4,5)*(CX(KI)**2-
*CY(KI)*
**2)
SD(4,6)=SE(4,6)*CX(KI)-SE(5,6)*CY(KI)
SD(5,5)=SE(4,4)*CY(KI)**2+2.*SE(4,5)*CX(KI)*CY(KI)+SE(5,5)*
*CX(KI)*
**2
SD(5,6)=SE(4,6)*CY(KI)+SE(5,6)*CX(KI)
SD(6,6)=SE(6,6)

```



```

DO 1 J=1,6
DO 1 K=1,J
1 SD(J,K)=SD(K,J)
RETURN
END
SUBROUTINE G1G2G(EG,SKAP,TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB
*1,ES1,E
*S2,ES3,ES4,EP1,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,H1,H2,NSUB,N
*NIA,NNI
*P,G11,G21,G22,IACO,HH,GN,GM)

```

C
C
C

CALCULA OS VALORES DE D11, D21, D22 POR INTEGRACAO NUMERICA

```

COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
*),BS(50
*),AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)
IW=2
NB=NSUB+1
NSA=NNIA
NSP=NNIP
HI=0.
EPS(1)=EG+SKAP*H1
DO 1 I=1,NSUB
HI=HI+HSS(I)
EPS(I+1)=EG+SKAP*(H1+HI)
1 CONTINUE
IF(FLAG(1).EQ.EFLAG(1))GO TO 5000
WRITE(IW,5001)(EPS(I),I=1,NB)
5001 FORMAT( , 'DEFORMACOES',/,8F10.7)
5000 CONTINUE
NK=NB+1
NVA=NB+NSA
IF(NSA)7,7,8
8 DO 2 J=NK,NVA
JJ=J-NB

```

```

2 EPS(J)=EG+SKAP*DS(JJ)
7 NK1=NVA+1
  NVP=NVA+NSP
  IF(NSP)10,10,9
9 DO 3J=NK1,NVP
  JJ=J-NVA
3 EPS(J)=EG+SKAP*DP(JJ)
  IF(FLAG(1).EQ.EFLAG(1))GO TO 5002
  WRITE(IW,5003)(EPS(I),I=NK,NVP)
5003 FORMAT(8F10.7)
5002 CONTINUE
10 CALL EMOSP(TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB1,ES1,ES2,ES3,
  *ES4,EP1
  *,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,NB,NSA,NSP,IACO)
  IF(FLAG(3).EQ.EFLAG(3))GO TO 5006
  WRITE(IW,5007)(ELA(I),I=1,NVP)
5007 FORMAT(,'MODULOS DE ELASTICIDADE',/,10F10.1)
5006 CONTINUE
6039 G11=0.
  G21=0.
  G22=0.
  GN=0.
  GM=0.
  X1=H1
  DO 5 I=1,NSUB
  X2=ELA(I)+2.*ELA(I+1)
  X3=ELA(I)+ELA(I+1)
  X4=ELA(I)+3.*ELA(I+1)
  X5=X1*X1
  Z=HSS(I)*BS(I)
  G11=G11+0.5*Z*X3
  X6=3.*X3*X1
  A=HSS(I)*X2
  G21=G21+Z*(X6+A)/6.
6032 B=4.*A*X1
  T1=X4*HSS(I)*HSS(I)

```

```

      T2=2.*X6*X1
      G22=G22+Z*(T2+T1+B)/12.
      X1=X1+HSS(I)
5  CONTINUE
      IF(NSA)102,102,103
103 DO 4 J=NK,NVA
      JJ=J-NB
      AST(JJ)=SF(JJ)*ELA(J)
      G11=G11+AST(JJ)
      G21=G21+AST(JJ)*DS(JJ)
      G22=G22+AST(JJ)*DS(JJ)*DS(JJ)
4  CONTINUE
102 IF(NSP)104,104,105
105 DO 6 J=NK1,NVP
      JJ=J-NVA
      GN=GN-SP(JJ)*ESS(JJ)
      GM=GM-SP(JJ)*ESS(JJ)*DP(JJ)
6  CONTINUE
104 CONTINUE
      IF(FLAG(2).EQ.EFLAG(2))GO TO 5004
      WRITE(IW,5005)G11,G21,G22,GN,GM
5005 FORMAT(,'MODULOS GIJ',/,5F15.7)
5004 CONTINUE
6033 CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE EMOSP(TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB1,ES1,ES
      *2,ES3,E
      *S4,EP1,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,NB,NSA,NSP,IACO)
C
C-----CALCULA OS MODULOS DE ELASTICIDADE SECANTES A PARTIR DOS VALOR-----
      *ES
C DO VETOR 'EPS'
C
      COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
      *),BS(50

```

*) ,AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)

C
C
C
CONCRETO

ECE=(TB1/100.+8.)**(1./3.)*9500.
NK2=NB+NSA
NK3=NK2+NSP
DO 1 I=1,NB
IF(EPS(I))2,2,3
3 ELA(I)=0.
GO TO 1
2 EPS(I)=ABS(EPS(I))
IF(EPS(I)-EB2)4,4,5
4 ENIU=EPS(I)/EB1
EKA=1.01*ECE*100.0*EB1/TB1
A=EKA*ENIU-ENIU**2.
B=1.+(EKA-2.)*ENIU
SIGMA=A/B*TB1
IF(SIGMA-215*TB1)6,6,7
6 ELA(I)=ECE*100.
GO TO 1
7 ELA(I)=SIGMA/EPS(I)
GO TO 1
5 IFB=IFB+1
1 CONTINUE
NK1=NB+1
IF(NSA)39,39,28
28 IF(IACO)29,29,27

C
C
C
---C---ACO-MACIO---

29 DO 20 I=NK1,NK2
IF(EPS(I)-ES1)11,11,12
11 ELA(I)=TS1/ES1
GO TO 20

```
12 IF(EPS(I)-ES2)13,13,14
13 ELA(I)=TS1/EPS(I)
   GO TO 20
14 IFS=IFS+1
20 CONTINUE
   GO TO 39
```

C
C
C

ACO DURO

```
27 DO 30 I=NK1,NK2
   IF(EPS(I)-ES1)31,31,32
31 ELA(I)=TS1/ES1
   GO TO 30
32 IF(EPS(I)-ES2)33,33,34
33 G=(TS2-TS1)/(ES2-ES1)
   TENS=TS1+G*(EPS(I)-ES1)
   ELA(I)=TENS/EPS(I)
   GO TO 30
34 IF(EPS(I)-ES3)35,35,36
35 G=(TS3-TS2)/(ES3-ES2)
   TENS=TS2+G*(EPS(I)-ES2)
   ELA(I)=TENS/EPS(I)
   GO TO 30
36 IF(EPS(I)-ES4)37,37,38
37 G=(TS4-TS3)/(ES4-ES3)
   TENS=TS3+G*(EPS(I)-ES3)
   ELA(I)=TENS/EPS(I)
   GO TO 30
38 IFS=IFS+1
30 CONTINUE
39 NK2=NK2+1
   IF(NSP)99,99,98
```

C
C
C

ACO DURO DE PROTENSAO

```
98 DO 40 I=NK2,NK3
```

```

      I1=I-NK2+1
      IF(EPS(I)+EPR(I1)-EP1)41,41,42
41  ELA(I)=TP1/EP1
      ESS(I1)=ELA(I)*(EPS(I)+EPR(I1))
      GO TO 40
42  IF(EPS(I)+EPR(I1)-EP2)43,43,44
43  G=(TP2-TP1)/(EP2-EP1)
      TENP=TP1+G*(EPS(I)+EPR(I1)-EP1)
      ELA(I)=TENP/(EPS(I)+EPR(I1))
      ESS(I1)=TENP
      GO TO 40
44  IF(EPS(I)+EPR(I1)-EP3)45,45,46
45  G=(TP3-TP2)/(EP3-EP2)
      TENP=TP2+G*(EPS(I)+EPR(I1)-EP2)
      ELA(I)=TENP/(EPS(I)+EPR(I1))
      ESS(I1)=TENP
      GO TO 40
46  IF(EPS(I)+EPR(I1)-EP4)47,47,48
47  G=(TP4-TP3)/(EP4-EP3)
      TENP=TP3+G*(EPS(I)+EPR(I1)-EP3)
      ELA(I)=TENP/(EPS(I)+EPR(I1))
      ESS(I1)=TENP
      GO TO 40
48  IFP=IFP+1
40  CONTINUE
99  RETURN
      END
      SUBROUTINE MELST(DD11,DD21,DD22,ALSG,S11,S12,S13,S22,S23,S3
*3,C1,C2
*,C3,DN0,DM0,SP1,SP2,SP3,C4)

```

```

C-----
C  CALCULA POR SIMPSON OS TERMOS DA MATRIZ DE RIGIDEZ 3X3 E DA MA
*TRIZ
C  DE DEFORMACOES INICIAIS 3X1
C
      DIMENSION DD11(11),DD21(11),DD22(11),SI(10),SO(10),YA(10,11
*),DN0(1

```

```

*1),DM0(11),YB(4,11),SOP(4),SIP(4)
COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
*),BS(50
*),AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)
IW=2
X1=0.
NN=0
DO 10 J=1,10
SI(J)=0.
10 CONTINUE
DO 24 J=1,4
SIP(J)=0.
24 CONTINUE
N=10
AL3=ALSG/(3.*N)
FN=N
X=ALSG/FN
X1=X1-X
N1=N+1
DO 9 I=1,N1
NN=NN+1
X1=X1+X
Z1=DD11(NN)
Z2=DD21(NN)
Z3=DD22(NN)
Z4=DN0(NN)
Z5=DM0(NN)
A1=6.*X1
A2=8.*X1
B1=4.*ALSG
B2=2.*ALSG
YA(1,I)=(B1-A2)**2*Z1/ALSG**4
YA(2,I)=(B1-A2)*Z1/ALSG**3
YA(3,I)=(B1-A2)*(B1-A1)*Z2/ALSG**4
YA(4,I)=(B1-A2)*(B2-A1)*Z2/ALSG**4

```

```

YA(5,I)=Z1/ALSG**2
YA(6,I)=(B1-A1)*Z2/ALSG**3
YA(7,I)=(B2-A1)*Z2/ALSG**3
YA(8,I)=(B1-A1)**2*Z3/ALSG**4
YA(9,I)=(B1-A1)*(B2-A1)*Z3/ALSG**4
YA(10,I)=(B2-A1)**2*Z3/ALSG**4
YB(1,I)=(B1-A2)*Z4/ALSG**2
YB(2,I)=Z4/ALSG
YB(3,I)=(B1-A1)*Z5/ALSG**2
YB(4,I)=(B2-A1)*Z5/ALSG**2

```

1 CONTINUE

9 CONTINUE

DO 8 J=1,10

8 SO(J)=0.

DO 7 J=1,10

DO 6 I=2,N,2

OP=YA(J,I-1)+4.*YA(J,I)+YA(J,I+1)

6 SO(J)=SO(J)+OP*AL3

7 CONTINUE

DO 5 J=1,10

SI(J)=SI(J)+SO(J)

5 CONTINUE

DO 20 J=1,4

20 SOP(J)=0.

DO 21 J=1,4

DO 22 I=2,N,2

OPP=YB(J,I-1)+4.*YB(J,I)+YB(J,I+1)

22 SOP(J)=SOP(J)+OPP*AL3

21 CONTINUE

DO 23 J=1,4

SIP(J)=SIP(J)+SOP(J)

23 CONTINUE

2 CONTINUE

S1=SI(1)

S2=SI(2)

S3=SI(3)


```

S4=SI(4)
S11=SI(5)-S2*S2/S1
S12=SI(6)-S2*S3/S1
S13=SI(7)-S2*S4/S1
S22=SI(8)-S3*S3/S1
S23=SI(9)-S3*S4/S1
S33=SI(10)-S4*S4/S1
S1P=SIP(1)
SP1=SIP(2)-S2*S1P/S1
SP2=SIP(3)-S3*S1P/S1
SP3=SIP(4)-S4*S1P/S1
C1=-S2/S1
C2=-S3/S1
C3=-S4/S1
C4=S1P/S1
IF(FLAG(4).EQ.EFLAG(4))GO 10 5008
WRITE(IW,5009)S11,S12,S13,S22,S23,S33,SP1,SP2,SP3,C1,C2,C3,
*C4
5009 FORMAT(,'ELEMENTOS DA PRIMEIRA MATRIZ',/,6F15.7,/,3F15.7,/
*,4F15.7
*)
5008 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE MLOC(S11,S12,S13,S22,S23,S33,AL1,SE,AN,SP1,SP2,S
*P3,PE)

```

```

C
C  CALCULA OS TERMOS DA MATRIZ DE RIGIDEZ 6X6 'SE' E OS TERMOS DA
C  MATRIZ DE PROTENSAO 6X1 'PE'
C

```

```

-----DIMENSION SE(6,6),PE(6)-----
DB=AL1*AL1
SE(1,1)=S11
SE(1,2)=-S12/S11
SE(1,3)=-S13/S11
SE(1,4)=-SE(1,1)

```

```

SE(1,5)=-SE(1,2)
SE(1,6)=-S13
SE(2,2)=(S22+2.*S23+S33)/DB
SE(2,3)=(S22+S23)/AL1
SE(2,4)=SE(1,5)
SE(2,5)=-SE(2,2)
SE(2,6)=(S23+S33)/AL1
SE(3,3)=S22
SE(3,4)=-SE(1,3)
SE(3,5)=-SE(2,3)
SE(3,6)=S23
SE(4,4)=SE(1,1)
SE(4,5)=SE(1,2)
SE(4,6)=-SE(1,6)
SE(5,5)=SE(2,2)
SE(5,6)=-SE(2,6)
SE(6,6)=S33
PE(1)=-SP1
PE(2)=(SP2+SP3)/AL1
PE(3)=SP2
PE(4)=SP1
PE(5)=-PE(2)
PE(6)=SP3
DO 1 J=1,6
DO 1 K=1,J
SE(J,K)=SE(K,J)
1 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE SGAU(A,B1,B2,N,M,MC)

```

C RESOLVE O SISTEMA DE EQUACOES POR GAUSS COM 2 TERMOS INDEPENDENTE
 *NTES

C DIMENSION A(453,31),B1(453),B2(453)
 NM1=N-1

```

DO 1 I=1,NM1
DO 1 J=2,M
II=I+J-1
IF(II-N)2,2,1
2 F=-A(I,J)/A(I,1)
B1(II)=B1(II)+F*B1(I)
B2(II)=B2(II)+F*B2(I)
MJ1=M-J+1
DO 3 K=1,MJ1
L=K+J-1
A(II,K)=A(II,K)+F*A(I,L)
3 CONTINUE
1 CONTINUE
DO 4 LL=1,N
IF(A(LL,1))5,5,4
5 MC=MC+1
4 CONTINUE
B1(N)=B1(N)/A(N,1)
B2(N)=B2(N)/A(N,1)
DO 6 L=2,N
I=N-L+1
C1=B1(I)
C2=B2(I)
DO 7 K=2,M
IK1=I+K-1
IF(IK1-N)8,8,9
8 C2=C2-A(I,K)*B2(IK1)
C1=C1-A(I,K)*B1(IK1)
7 CONTINUE
9 B1(I)=C1/A(I,1)
B2(I)=C2/A(I,1)
6 CONTINUE
RETURN
END
DIMENSION NIVA(11,30),NIVP(11,30),W(11,30,10),DISTS(11,30,1
+0)

```

```

DIMENSION WP(11,30,10),DISTP(11,30,10),EPE(11,30,10)
DIMENSION FLEG(6),EFLEG(9),FLIG(9),FLOG(13),EFLOG(13)
DIMENSION AL(10),NDX(10),ALL(150),X(151),Y(151),H(151)
DIMENSION HS(151,30),B(151,30),DDD(453),DDA(453)
DIMENSION A(151),Y1(151),NEL(150,2)
DIMENSION XE(2,2),JJ(150,6),LIB(150,6),NA(151),IA(151,3),P(
*453)
DIMENSION SS(453),RR(453),P1(3),LFIX(151,3),KK(151),DL(150)
DIMENSION TT(150),TJ(150),TK(150),AML(150,6),DZ(453),S(453,
*31)
DIMENSION SE(6,6),AUX(150,25),DD11(11),DD21(11),DD22(11),SI
*(10)
DIMENSION YA(10,11),SO(10),CC1(150),CC2(150),CC3(150),SMT(6
*,6)
DIMENSION SR(6,6),SD(6,6),D(453),ZZ1(150),ZZ2(150),ZZ3(150)
DIMENSION D1(6),SIST(6,6),CX(150),CY(150),AR(453)
DIMENSION DMO(11),DMO(11),YB(4,11),SOP(4),SIP(4)
DIMENSION PE(6),CC4(150),PG(453),ZZ4(150)
DIMENSION PD(6),AMP(150,6),PEL(150,6),AUXP(150,10)
DIMENSION D2(6),D3(6),AMD(150,6)
COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
*),BS(50
*),AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)
DATA FLAG/20*' '/
DATA FLEG/'S','E','C','O','E','S'/
DATA FLIG/'A','R','M','A','D','U','R','A','S'/
DATA FLOG/'S','E','M','A','L','T','E','R','A','C','A','
*0'/
IR=1
IW=2

```

C
C
C

TITULO

WRITE(IW,196)
196 FORMAT(,34X,60('*'))

```

WRITE(IW,195)
WRITE(IW,200)
200 FORMAT( ,34X,'*',10X,'UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIR
*0',10X,
*'*')
WRITE(IW,195)
195 FORMAT( ,34X,'*',58X,'*')
WRITE(IW,194)
194 FORMAT( ,34X,'*', ' COORDENACAO DOS PROGRAMAS DE POS-GRADUAC
*AO EM E
*NGENHARIA',1X,'*')
WRITE(IW,195)
WRITE(IW,193)
193 FORMAT( ,34X,'*',27X,'COPPE',26X,'*')
WRITE(IW,195)
WRITE(IW,195)
WRITE(IW,198)
198 FORMAT( ,34X,'*',21X,'TESE DE MESTRADO',21X,'*')
WRITE(IW,192)
192 FORMAT( ,34X,'*',14X,'ENGENHARIA CIVIL -- ESTRUTURAS',14X,'
**')
WRITE(IW,195)
WRITE(IW,202)
202 FORMAT( ,34X,'*',1X,'ANALISE NAO-LINEAR DE VIGAS CONTINUAS
*EM CONC
*RETO ARMADO',1X,'*',/,34X,'*',9X,'OU PROTENDIDO COM CABOS A
*DERENTE
*S',16X,'*')
WRITE(IW,195)
WRITE(IW,195)
WRITE(IW,197)
197 FORMAT( ,34X,'*',16X,'CARLOS ALBERTO DE SA LEAL',17X,'*')
WRITE(IW,195)
WRITE(IW,196)
199 FORMAT(1H-,110('**'))
READ(IR,6031)(EFLAG(I),I=1,20)

```

6031 FORMAT(20A1)
IC=0

C
C DADOS GERAIS DA ESTRUTURA
C

READ(IR,/)NEST
WRITE(IW,2407)NEST
2407 FORMAT(,6(/), ' NUMERO DE ESTRUTURAS EM ESTUDO',I5)

2405 IC=IC+1
WRITE(IW,190)

190 FORMAT('1')
WRITE(IW,191)

191 FORMAT(,120('-'))
WRITE(IW,2408)IC

2408 FORMAT(,/,50X, 'ESTRUTURA NUMERO',I5,/)
WRITE(IW,191)

READ(IR,3)(EFLEG(I),I=1,9)
3 FORMAT(9A1)

IF(EFLEG(1).EQ.FLEG(1))GO TO 4
IF(EFLEG(1).EQ.FLIG(1))GO TO 5

4 WRITE(IW,203)

203 FORMAT(,3(/),47X, 'DADOS GERAIS DA ESTRUTURA')
READ(IR,/)NV,NSUB

WRITE(IW,204)NV

204 FORMAT(,/, ' NUMERO DE VAOS',I23)
READ(IR,/)(AL(I),I=1,NV)

READ(IR,/)(NOX(I),I=1,NV)
NNOC=1

C CALCULO DO NUMERO DE NOS DE CONCRETO
DO 104 I=1,NV

~~104 NNOC=NNOC+NOX(I)~~
NEC=NNOC-1

WRITE(IW,207)NNOC,NEC

207 FORMAT(,/, ' NUMERO DE NOS NO CONCRETO',I12,/,/, ' NUMERO DE
*ELEMENT

*OS DE CONCRETO',I6)

```

      READ(IR,/)NNL,NR,MLIB
      WRITE(IW,208)NNL,NR,MLIB
208  FORMAT( ,/, ' NUMERO DE NOS COM LIGACOES',I11,/,/, ' NUMERO DE
      * RESTRI
      *COES',I17,/,/, ' NUMERO DE ELEMENTOS COM LIBERACOES',I3)
      NGLN=3
      NNPE=2
      NCIN=NNOC*NGLN-NR
      WRITE(IW,209)NCIN
209  FORMAT( ,/, ' GRAU DE INDETERMINACAO CINEMATICA',I4)
      WRITE(IW,190)
      WRITE(IW,210)
210  FORMAT( , '          COMPRIMENTOS DOS VAOS'///)
      WRITE(IW,211)
211  FORMAT( ,9X,'I',8X,'L(I)',/,)

```

```

C
C  CALCULO DAS COORDENADAS DOS NOS DA ESTRUTURA
C

```

```

      DO 205 I=1,NV
      WRITE(IW,206)I,AL(I)
206  FORMAT( ,I10,7X,F6.2)
205  CONTINUE
      WRITE(IW,190)
      DO 1100 I=1,NNOC
      X(I)=0.
      Y(I)=0.
1100  CONTINUE
      I1=0
      DO 1101 I=1,NV
      NIX=NDX(I)
      DO 1102 J=1,NIX
      I1=I1+1
      ALL(I1)=AL(I)/NIX
1102  CONTINUE
1101  CONTINUE
      DO 1201 I=2,NNOC

```

```

      I1=I-1
      X(I)=X(I1)+ALL(I1)
1201 CONTINUE
      IB=0
      IN=1
      NV1=NV+1

```

```

C
C  LEITURA E CALCULO DAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DAS SECOES
C  DE CONCRETO
C

```

```

      DO 1300 I=1,NV1
      IF(I.EQ.NV1)NSEC=1
      IF(I.EQ.NV1)GO TO 50
      NIX=NDX(I)
      READ(IR,/)NSV,NSI
      IF(NSV-1)10,20,10
20  IF(NSI-1)30,40,30
40  NIX1=(10*NIX)/2
      NIX2=NIX/2
      NIX2=NIX2*10
      NIXP=NIX
      IF(NIX1.NE.NIX2)NIXP=NIX-1
      NSEC=NIXP/2+1
      GO TO 50
10  NSEC=1
      GO TO 50
30  NSEC=NIX
50  DO 1301 I1=1,NSEC
      IB=IB+1
      READ(IR,/)H(IB),NRS
6058 J1=0
      NRS1=0
      DO 1302 I1=1,NRS
      JL=J1+1
      READ(IR,/)HS(IB,JL),B(IB,JL),NRF
6060 NRS1=NRS1+NRF

```



```

DO 1303 J2=2,NRF
JK=J1+J2
B(IB,JK)=B(IB,JL)
1303 HS(IB,JK)=HS(IB,JL)
1302 J1=J1+NRF
IF(NRS1.NE.NSUB)WRITE(IW,99)IB
99 FORMAT(/,1X,'OS DADOS ESTAO ERRADOS PARA A SECAO NO.',IS)
IF(NRS1.NE.NSUB)CALL EXIT
49 A(IB)=0.
AY=0.
Ayy=0.
AI=0.
YC=0.
DO 1400 I2=1,NSUB
A(IB)=A(IB)+HS(IB,I2)*B(IB,I2)
YC=YC+HS(IB,I2)*0.5
AY=AY+HS(IB,I2)*B(IB,I2)*YC
Ayy=Ayy+HS(IB,I2)*B(IB,I2)*YC**2
6040 CONTINUE
YC=YC+HS(IB,I2)*0.5
1400 AI=AI+HS(IB,I2)**3*B(IB,I2)/12.
Y(IB)=AY/A(IB)
Y1(IB)=AI+Ayy-2.*Y(IB)*AY+A(IB)*Y(IB)**2
1301 CONTINUE
IF(I.EQ.NV1)GO TO 1299
IF(NSV-1)12,22,12
22 IF(NSI-1)1300,23,1300
23 IIB=IB+1
NIX1=(10*NIX)/2
NIX2=NIX/2
NIX2=NIX2*10
IF(NIX1.NE.NIX2)NIB=(NIX-1)/2+IB
IF(NIX1.NE.NIX2)IBB=IB+1
IF(NIX1.EQ.NIX2)NIB=(NIX-2)/2+IB
IF(NIX1.EQ.NIX2)IBB=IB
DO 1500 IB=IIB,NIB

```

```

      IBB=IBB-1
      H(IB)=H(IBB)
      A(IB)=A(IBB)
      Y(IB)=Y(IBB)
      Y1(IB)=Y1(IBB)
      DO 1501 IAA=1, NSUB
      B(IB,IAA)=B(IBB,IAA)
1501 HS(IB,IAA)=HS(IBB,IAA)
1500 CONTINUE
1497 IB=IB-1
      GO TO 1300
12 IBB=IB+NIX-1
      IIB=IB+1
      IAB=IB
      DO 1600 IB=IIB, IBB
      H(IB)=H(IAB)
      A(IB)=A(IAB)
      Y(IB)=Y(IAB)
      Y1(IB)=Y1(IAB)
      DO 1601 IAA=1, NSUB
      B(IB,IAA)=B(IAB,IAA)
1601 HS(IB,IAA)=HS(IAB,IAA)
1600 CONTINUE
1597 IB=IB-1
1300 CONTINUE
1299 WRITE(IW,500)
500 FORMAT( ,//,7X,'COORDENADAS DOS NOS',//,8X,'I',6X,'X(I)',6X
*, 'Y(I)'
*,/)
      WRITE(IW,501)(I,X(I),Y(I),I=1,NNOC)
-----501 FORMAT((7X,I3,3X,F7.3,3X,F7.3))
      WRITE(IW,190)
      WRITE(IW,504)
504 FORMAT( ,/,7X,'CARACTERISTICAS DAS SECCOES NOS NOS',/,13X,
*, 'DAS BAR
*, 'RAS DE CONCRETO',//,8X,'NO',7X,'AREA',8X,'INERCIA',/)

```

```
WRITE(IW,505)(J,A(J),Y1(J),J=1,NNOC)  
505 FORMAT((7X,13,4X,E10.3,3X,E11.4))
```

C
C
C

LEITURA E GERACAO DOS DADOS SOBRE ASA AS ARMADURAS

```
5 DO 52 I=1,NV1  
  NI=NDX(I)  
  DO 53 J=1,NI  
    DO 54 K=1,10  
      W(I,J,K)=0.  
      DISTS(I,J,K)=0.  
      WP(I,J,K)=0.  
      DISTP(I,J,K)=0.  
54 EPE(I,J,K)=0.  
53 CONTINUE  
52 CONTINUE  
  IB=0  
  IN=1  
  NCS=0  
  NCP=0  
  DO 6 I=1,NV1  
    IF(I.EQ.NV1)NSEC=1  
    IF(I.EQ.NV1)GO TO 7  
    NIX=NDX(I)  
    READ(IR,/)NSV,NSI  
    IF(NSV-1)8,9,8  
  9 IF(NSI-1)11,13,11  
13 NIX1=(10*NIX)/2  
  NIX2=NIX/2  
  NIX2=NIX2*10  
  NIXP=NIX  
  IF(NIX1.NE.NIX2)NIXP=NIX-1  
  NSEC=NIXP/2+1  
  GO TO 7  
8 NSEC=1  
  GO TO 7
```

```

11 NSEC=NIX
7 READ(IR, /)(NIVA(I, II), NIVP(I, II), II=1, NSEC)
DO 55 II=1, NSEC
NCS=NCS+NIVA(I, II)
NCP=NCP+NIVP(I, II)
55 CONTINUE
DO 14 II=1, NSEC
NIV1=NIVA(I, II)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 15
READ(IR, /)(W(I, II, I1), DISTS(I, II, I1), I1=1, NIV1)
15 NIV2=NIVP(I, II)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 14
READ(IR, /)(WP(I, II, I2), DISTP(I, II, I2), EPE(I, II, I2), I2=1, NIV
*2)
14 CONTINUE
II=II-1
IF(I.EQ.NV1)GO TO 17
IF(NSV-1)19,21,19
21 IF(NSI-1)6,24,6
24 NIXP=NIX
IF(NIX1.NE.NIX2)NIXP=NIX+1
NSC=NIXP/2-1
IF(NIX1.NE.NIX2)GO TO 25
DO 27 J1=1, NSC
NIVA(I, II+J1)=NIVA(I, II-J1)
NIV1=NIVA(I, II+J1)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 31
DO 29 J2=1, NIV1
W(I, II+J1, J2)=W(I, II-J1, J2)
DISTS(I, II+J1, J2)=DISTS(I, II-J1, J2)
-----29 CONTINUE
31 NIVP(I, II+J1)=NIVP(I, II-J1)
NIV2=NIVP(I, II+J1)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 27
DO 32 J3=1, NIV2
WP(I, II+J1, J3)=WP(I, II-J1, J3)

```

```

DISTP(I,II+J1,J3)=DISTP(I,II-J1,J3)
EPE(I,II+J1,J3)=EPE(I,II-J1,J3)
32 CONTINUE
27 CONTINUE
GO TO 6
25 DO 33 J1=1,NSC
NIVA(I,II+J1)=NIVA(I,II-J1+1)
NIV1=NIVA(I,II+J1)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 34
DO 35 J2=1,NIV1
W(I,II+J1,J2)=W(I,II-J1+1,J2)
DISTS(I,II+J1,J2)=DISTS(I,II-J1+1,J2)
35 CONTINUE
34 NIVP(I,II+J1)=NIVP(I,II-J1+1)
NIV2=NIVP(I,II+J1)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 33
DO 36 J3=1,NIV2
WP(I,II+J1,J3)=WP(I,II-J1+1,J3)
DISTP(I,II+J1,J3)=DISTP(I,II-J1+1,J3)
EPE(I,II+J1,J3)=EPE(I,II-J1+1,J3)
36 CONTINUE
33 CONTINUE
GO TO 6
19 NSC=NIX-1
DO 37 J1=1,NSC
NIVA(I,II+J1)=NIVA(I,II)
NIVP(I,II+J1)=NIVP(I,II)
NIV1=NIVA(I,II+J1)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 38
DO 39 J2=1,NIV1
W(I,II+J1,J2)=W(I,II,J2)
DISTS(I,II+J1,J2)=DISTS(I,II,J2)
39 CONTINUE
38 NIV2=NIVP(I,II+J1)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 37
DO 41 J3=1,NIV2

```

```

      WP(I,II+J1,J3)=WP(I,II,J3)
      DISTP(I,II+J1,J3)=DISTP(I,II,J3)
      EPE(I,II+J1,J3)=EPE(I,II,J3)
41  CONTINUE
37  CONTINUE
6   CONTINUE
17  WRITE(IW,190)
     WRITE(IW,512)
512 FORMAT( ,/,26X,'ARMADURAS',3(/),8X,'NO',4X,'NS',6X,'AS',7X,
      *'DS',5X
      *,'NP',6X,'AP',7X,'DP',4X,'P.ELONG.',/)
      J=0
      DO 497 I=1,NV1
        WRITE(IW,189)
189  FORMAT( ,7X,62(' '))
        NIX=NDX(I)
        DO 43 K=1,NIX
          WRITE(IW,189)
          J=J+1
          IF(NIVA(I,K).LE.NIVP(I,K))L=NIVP(I,K)
          IF(NIVP(I,K).LE.NIVA(I,K))L=NIVA(I,K)
          DO 44 M=1,L
            WRITE(IW,513)J,M,W(I,K,M),DISTS(I,K,M),M,WP(I,K,M),DISTP(I,
            *K,M),EP
            *E(I,K,M)
513  FORMAT( ,7X,I3,4X,I2,2X,E9.3,2X,F5.3,4X,I2,2X,E9.3,2X,F5.3,
            *2X,E9.3
            *)
          44 CONTINUE
          43 CONTINUE
497  CONTINUE
      I=1

```

```

C
C  CALCULO DAS INCIDENCIAS
C
      I1=1

```

```

1650 I2=I1+1
      NEL(I,1)=I1
      NEL(I,2)=I2
      I1=I2
      I=I+1
      IF(I.LT.NNOC)GO TO 1650
      WRITE(IW,499)
499  FORMAT( ,/,13X,'INCIDENCIAS',//,7X,'ELEMENTOS DE CONCRETO',
      *3(/),7X
      *, 'ELEM',4X,'NO J',4X,'NO K',/)
      WRITE(IW,498)(I,NEL(I,1),NEL(I,2),I=1,NEC)
498  FORMAT( ,7X,13,5X,13,5X,13)
      WRITE(IW,190)

```

C
C
C

CALCULO DOS COSSENO DIRETORES

```

26  DO 1700 I=1,NEC
      IL=0
      DO 1710 KL=1,2
      LF=NEL(I,KL)
      XE(KL,1)=X(LF)
      XE(KL,2)=Y(LF)
      DO 1730 KN=1,3
      IL=IL+1
      IB=3*(NEL(I,KL)-1)+KN
1730 JJ(I,IL)=IB
1710 CONTINUE
      XCL=XE(2,1)-XE(1,1)
      YCL=XE(2,2)-XE(1,2)
      CX(I)=XCL/ALL(I)
      CY(I)=YCL/ALL(I)
1700 CONTINUE
      WRITE(IW,510)
510  FORMAT( ,/,8X,'COSSENO DIRETORES ',//,7X,'ELEMENTOS DE CON
      *CRETO',
      *3(/),7X,'I',6X,'CX',10X,'CY',/)

```

```

WRITE(IW,511)(I,CX(I),CY(I),I=1,NEC)
511 FORMAT(7X,I3,2X,E8.3,2X,E9.3)
WRITE(IW,190)
2 IF(MLIB)18,28,18
18 DO 1750 I=1,NEC
DO 1750 J=1,6
1750 LIB(I,J)=0
WRITE(IW,530)
530 FORMAT(1H-,10X,'ELEMENTOS COM LIBERACOES',//,12X,'*I*',5X,'
**LIB(I,
11)*',2X,'*LIB(I,2)* *LIB(I,3)* *LIB(I,4)* *LIB(I,5)* *L
*IB(I,6)
2*')
DO 1760 JF=1,MLIB
READ(IR,/)I,(LIB(I,LF),LF=1,6)
WRITE(IW,535)I,(LIB(I,LF),LF=1,6)
535 FORMAT(12X,I3,10X,I1,5(11X,I1))
1760 CONTINUE
WRITE(IW,190)
28 DO 1800 I=1,NNL
READ(IR,/)NA(I),(IA(I,J),J=1,3)
1800 CONTINUE
WRITE(IW,540)
540 FORMAT( ,/,15X,'RESTRICOES NOS NOS',//,13X,'1- DIRECAO LIVR
'E',/,13
*X,'0- DIRECAO RESTRINGIDA',3(/),10X,'I',3X,'IL(I,1)',2X,'IL
*(I,2)',
*2X,'IL(I,3)',/)
WRITE(IW,555)(NA(I),(IA(I,J),J=1,3),I=1,NNL)
555 FORMAT((10X,I3,5X,I1,2(8X,I1)))
WRITE(IW,190)
READ(IR,45)(EFLOG(I),I=1,13)
45 FORMAT(13A1)
IF(EFLOG(1).EQ.FLOG(1))GO TO 46

```


C

```

      WRITE(IW,4147)
4147 FORMAT( ,/,44X,'MATERIAIS',//,33X,'DIAGRAMAS TENSAO-DEFORMA
      *CAO',4(
      */)
      WRITE(IW,4149)
4149 FORMAT( ,15X,'CONCRETO')
      READ(IR,/)FCK,GAMC,EB2
      TB1=FCK/GAMC
      WRITE(IW,4148)
4148 FORMAT( ,//,10X,'FCK',5X,'GC',4X,'FCD',7X,'E1',4X,'E2',/,9X
      *,'(T/M2
      *)',8X,'(T/M2)',5X,'(P.MIL)',/,)
      EB1=.0022
      EB11=EB1*1000.
      EB22=EB2*1000.
      WRITE(IW,4151)FCK,GAMC,TB1,EB11,EB22
4151 FORMAT( ,9X,F6.1,2X,F4.2,2X,F7.2,3X,F4.2,2X,F4.2)
      WRITE(IW,4150)
4150 FORMAT(5(/))
      IF(NCS)81,80,81
      81 WRITE(IW,4200)
4200 FORMAT( ,15X,'ACO')
      READ(IR,/)IACO,FYK,GAMY,ELAST
      WRITE(IW,4194)
4194 FORMAT( ,//,11X,'FYK',5X,'GY',6X,'EY',/,9X,'(T/M2)',10X,'(T
      */M2)',/
      *)
      WRITE(IW,4190)FYK,GAMY,ELAST
4190 FORMAT( ,9X,F7.1,2X,F4.2,2X,E9.3)
      TS1=FYK/GAMY
      IF(IACO)78,79,78
      79 WRITE(IW,4193)
4193 FORMAT( ,//,10X,'ACO MACIO',//)
      ES1=TS1/ELAST
      ES2=.01

```

```

      WRITE(IW,4197)
4197 FORMAT( ,11X,'FYD',7X,'E(FY)',4X,'E(FYK)',/,10X,'(T/M2)',8X
*, '(P. M
*IL)',/)
      ES11=ES1*1000.
      ES22=ES2*1000.
      WRITE(IW,4195)TS1,ES11,ES22
4195 FORMAT( ,9X,F8.2,4X,F5.3,4X,F6.3)
      GO TO 80
      78 WRITE(IW,4196)
4196 FORMAT( ,//,10X,'ACO DURO',//)
      TS3=TS1
      TS1=.7*TS3
      TS2=.9*TS3
      ES1=TS1/ELAST
      ES2=TS2/ELAST+.0002633
      ES3=TS3/ELAST+.002
      ES4=.01
      DERRO=.001
      SIG=TS3+.15*TS3
4502 W1=SIG/TS3-.7
      W2=W1**4
      E1=SIG/ELAST+.823*W1*W2
      DIF=ABS(E1-ES4)-ABS(DERRO*ES4)
      IF(DIF-1,E=13)4500,4500,4501
4501 E2=1./ELAST+4.115*W2/TS3
      SIG=SIG+(ES4-E1)/E2
      GO TO 4502
4500 TS4=SIG
      ES11=ES1*1000.
      ES22=ES2*1000.
      ES33=ES3*1000.
      ES44=ES4*1000.
      WRITE(IW,4192)
4192 FORMAT( ,10X,'.7*FYD',4X,'.9*FYD',6X,'FYD',4X,'FYD(LIM)',4X
*, '(T/M2

```

```

*)',/)
  WRITE(IW,4198)TS1,TS2,TS3,TS4
4198 FORMAT( ,9X,F8.2,3(2X,F8.2))
  WRITE(IW,4191)
4191 FORMAT( ,//,12X,'E1',9X,'E2',8X,'E3',8X,'E4',6X,'(P. MIL)',
*)
  WRITE(IW,4199)ES11,ES22,ES33,ES44
4199 FORMAT( ,10X,F5.3,6X,2(F5.3,5X),F6.3)
  80 IF(NCP)82,47,82
  82 WRITE(IW,600)
  600 FORMAT( ,//,10X,'ACO DURO - PROTENSAO',//)
  WRITE(IW,4188)
4188 FORMAT( ,/,10X,'FPK',5X,'GP',6X,'EP',/,9X,'(T/M2)',10X,'(T/
*M2)',/)
  READ(IR,/)FPK,GAMP,ELASP
  WRITE(IW,4189)FPK,GAMP,ELASP
4189 FORMAT( ,8X,F8.1,2X,F4.2,2X,E9.3)
  TP1=FPK/GAMP
  TP3=TP1
  TP1=.7*TP3
  TP2=.9*TP3
  EP1=TP1/ELASP
  EP2=TP2/ELASP+.0002633
  EP3=TP3/ELASP+.002
  EP4=.04
  DERRO=.001
  SIIP=TP3+.15*TP3
5502 W11=SIIP/TP3-.7
  W22=W11**4
  E1=SIIP/ELASP+.823*W11*W22
  DIF=ABS(E1-EP4)-ABS(DERRO*EP4)
  IF(DIR-1.E-13)5500,5500,5501
5501 E2=1./ELASP+4.115*W22/TP3
  SIIP=SIIP+(EP4-E1)/E2
  GO TO 5502
5500 TP4=SIIP

```

```

WRITE(IW,602)
602 FORMAT( ,//,10X,'.7*FPD',5X,'.9*FPD',7X,'FPD',5X,'FPD(LIM)!'
*,5X,'(T
*/M2)',//)
EP11=EP1*1000.
EP22=EP2*1000.
EP33=EP3*1000.
EP44=EP4*1000.
WRITE(IW,603)TP1,TP2,TP3,TP4
603 FORMAT( ,9X,F9.2,3(2X,F9.2))
WRITE(IW,4187)
4187 FORMAT( ,//,12X,'E1',10X,'E2',9X,'E3',9X,'E4',7X,'(P. MIL)!'
*,//)
WRITE(IW,604)EP11,EP22,EP33,EP44
604 FORMAT( ,10X,F6.3,6X,3(F6.3,5X))
WRITE(IW,190)
GO TO 47
46 WRITE(IW,51)
51 FORMAT( ,5(/),5X,'MATERIAIS - VER ESTRUTURA ANTERIOR',4(/))

C
C LEITURA DOS DADOS SOBRE ERROS ADMISSIVEIS E TIPO DE ESTUDO A S
*ER
C REALIZADO
C
47 LB=31
WRITE(IW,2152)
2152 FORMAT(/,39X,'TIPO DE ESTUDO REALIZADO',/,39X,24('-'))
READ(IR,/)ERR
ERR=ERR/100.
KKK=0
NN2=NNOC*3
READ(IR,2155)ITCAR
2155 FORMAT(I1)
IF(ITCAR)2601,2601,2602
2601 LC=0
NC=0

```

```

IT=1
PEC=.2
DO 2603 I=1,NN2
SS(I)=0.
2603 RR(I)=0.
WRITE(IW,2604)
2604 FORMAT(/,46X,'PESQUISA DA CAPACIDADE DE CARGA')
READ(IR,/)TERR
TERR=TERR/100.
WRITE(IW,2154)ERR
2154 FORMAT(/,10X,'ERRO ADMISSIVEL NO CALCULO POR ITERACOES',1X
*,F10.5)
WRITE(IW,2606)TERR
2606 FORMAT(/,10X,'ERRO ADMISSIVEL NO CALCULO POR TENTATIVAS',F1
*0.5)
WRITE(IW,190)
WRITE(IW,2607)
2607 FORMAT(/,36X,37(' - ')),/,36X,'TENTATIVA NO.1 - CARREGAMENTO I
*NICIAL'
*,/,36X,37(' - '))
GO TO 2609
2602 WRITE(IW,2424)
2424 FORMAT(/,46X,'ANALISE DE CASOS DE CARREGAMENTO')
WRITE(IW,2154)ERR
READ(IR,/)NCC
WRITE(IW,2410)NCC
2410 FORMAT(/,10X,'NO. DE CASOS DE CARREGAMENTO',12X,15)
ICR=0
2420 ICR=ICR+1
IF(NCC.EQ.20)GO TO 2610
WRITE(IW,190)
WRITE(IW,2411)ICR
2411 FORMAT(/,36X,'ESTUDO DO CARREGAMENTO NO.=' ,14,/,36X,31(' - '))
*)

```

C
C LEITURA DOS DADOS SOBRE O CARREGAMENTO

C

```

2609 READ(IR,/)NNC
      WRITE(IW,2612)NNC
      WRITE(IW,9001)
9001 FORMAT(////,39X,'CARGAS NOS NOS',/,39X,14('-'))
2612 FORMAT(//,10X,'NUMERO DE NOS CARREGADOS',I4)
      WRITE(IW,2157)
2157 FORMAT(///,10X,'NO',8X,'ACAO X',9X,'ACAO Y',10X,'ACAO Z',//
*)
      IF(IICAR)56,56,57
56 DO 2005 I=1,NN2
2005 P(I)=0.
      DO 2006 I=1,NNC
      READ(IR,/)K,(P1(J),J=1,3),(LFIK(I,J),J=1,3)
      KK(I)=K
      DO 2007 M=1,3
      IB=3*(K-1)+M
2007 P(IB)=P1(M)
      WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2159 FORMAT(7X,I5,3F14.3)
2006 CONTINUE
      WRITE(IW,190)
      WRITE(IW,2679)
2679 FORMAT(//,10X,'DEFENICAO DAS DIRECOES DE CARGA CONSTANTE E
*CARGA V
*ARIABEL',//,20X,'0 - DIRECAO FIXA',/,20X,'1 - DIRECAO MOVEL
*',//,10
*X,'NO',4X,'DIR.X',4X,'DIR.Y',4X,'DIR.Z',//)
      DO 2680 I=1,NNC
      K=KK(I)
      WRITE(IW,2682)K,(LFIK(I,J),J=1,3)
2682 FORMAT(9X,I3,6X,3(I1,8X))
2680 CONTINUE
      WRITE(IW,190)
      GO TO 2610
57 DO 58 I=1,NN2

```

```

58 P(I)=0.
   DO 59 I=1,NNC
   READ(IR,/)K,(P1(J),J=1,3)
   KK(I)=K
   DO 60 M=1,3
   IB=3*(K-1)+M
60 P(IB)=P1(M)
   WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
59 CONTINUE
   WRITE(IW,190)
2810 IF(KKK)2810,2810,2811
2810 DO 2010 I=1,NEC
   DL(I)=0.
   TI(I)=0.
   TJ(I)=0.
   TK(I)=0.
   AML(I,4)=0.
2010 CONTINUE
2811 DO 2952 I=1,NN2
2952 DZ(I)=0.
   KKK=KKK+1
   IFS=0
   IFB=0
   IFP=0
   MC1=0
   MC2=0
   ITR=0
2100 ITR=ITR+1
   WRITE(IW,190)
   WRITE(IW,2160)ITR
2160 FORMAT(,/,10X,'ITERACAO NO. ',I3,/,10X,16(' '),/,)
   IF(ITR=21)2012,2422,2422
2422 WRITE(IW,2423)
2423 FORMAT(,/,9X,53('*'),/,9X,'*FOI ATINGIDO O NO. MAX DE ITE
   *RACOES
   *FIXADO NO PROGRAMA ',/,9X,'*FOI ULTRAPASSADA A CAPACIDADE

```

```

      *A DA ESTRUTURA*,/,9X,53('*'))
      IF(ITCAR)2611,2611,2421
2012 JBM=0
      DO 2014 I=1,NN2
      PG(I)=0.
      DO 2014 J=1,LB
2014 S(I,J)=0.
C
C  INICIO DO CICLO 'DO' QUE GERA AS MATRIZES DE RIGIDEZ 6X6 E DE
C  CARREGAMENTO 6X1 DEVIDO A PROFIENSÃO PARA TODOS OS ELEMENTOS
C
      DO 2028 KI=1,NEC
      CALL CONV(KI,NV1,NDX,L1,L2)
      IF(ITR=1)2812,2812,2813
2012 IF(KKK=1)2813,2813,2814
2014 KK1=0
      KK2=0
      DO 2815 J=1,6
      KK2=KK2+1
      DO 2827 K=1,J
      KK1=KK1+1
      SE(K,J)=AUX(KI,KK1)
2827 SE(J,K)=SE(K,J)
      PE(J)=AUXP(KI,KK2)
2815 CONTINUE
      GO TO 2816
2813 AN=AML(KI,4)
      AL1=ALL(KI)
      U=TK(KI)
      T1=TI(KI)
      T2=TJ(KI)
      DX=DL(KI)/AL1
      DA=4.*AL1
      DB=AL1*AL1
      DC=2.*AL1
      X1=0.

```



```

NN=0
ALSG=ALL(KI)
XX=ALSG/10.
X1=X1-XX
IS1=KI
IS2=KI+1
CALL CONV(IS2,NV1,NDX,L3,L4)
DO 2030 J=1,11
NN=NN+1
X1=X1+XX
EG=DX+((DA-8.*X1)/DB)*U
SKAP=((DA-6.*X1)*T1)/DB+((DC-6.*X1)*T2)/DB
DEG=ABS(EG)
DSKAP=ABS(SKAP)
IF(DEG-1.E-13)2800,2800,2801
2800 EG=0.
2801 IF(DSKAP-1.E-13)2802,2802,2803
2802 SKAP=0.
2803 CONTINUE
7000 CONTINUE
HH=(J-1)/10.*H(IS2)+(11-J)/10.*H(IS1)
YYY=(J-1)/10.*Y(IS2)+(11-J)/10.*Y(IS1)
H1=-YYY
H2=HH+H1
6070 DO 42 IJ=1,NSUB
HSS(IJ)=(J-1)/10.*HS(IS2,IJ)+(11-J)/10.*HS(IS1,IJ)
BS(IJ)=(J-1)/10.*B(IS2,IJ)+(11-J)/10.*B(IS1,IJ)
42 CONTINUE
NNIA1=NIVA(L1,L2)
NNIA2=NIVA(L3,L4)
NNIA=NNIA1+NNIA2
NNIP1=NIVP(L1,L2)
NNIP2=NIVP(L3,L4)
NNIP=NNIP1+NNIP2
IF(NNIA)2074,2074,2073

```

```

2073 DO 2075 IJ=1,NNIA1
      SF(IJ)=(11-J)/10.*W(L1,L2,IJ)
      DS(IJ)=HH/H(IS1)*DISTS(L1,L2,IJ)-YYY
2075 CONTINUE
      NNIA3=NNIA1+1
      DO 2076 IJ=NNIA3,NNIA
        SF(IJ)=(J-1)/10.*W(L3,L4,IJ-NNIA1)
        DS(IJ)=HH/H(IS2)*DISTS(L3,L4,IJ-NNIA1)-YYY
2076 CONTINUE
2074 IF(NNIP)2072,2072,2071
C ACO DE PROTENSAO
2071 DO 2077 IJ=1,NNIP1
      SP(IJ)=(11-J)/10.*WP(L1,L2,IJ)
      DP(IJ)=HH/H(IS1)*DISTP(L1,L2,IJ)-YYY
      EPR(IJ)=EPE(L1,L2,IJ)
2077 CONTINUE
      NNIP3=NNIP1+1
      DO 2078 IJ=NNIP3,NNIP
        SP(IJ)=(J-1)/10.*WP(L3,L4,IJ-NNIP1)
        DP(IJ)=HH/H(IS2)*DISTP(L3,L4,IJ-NNIP1)-YYY
        EPR(IJ)=EPE(L3,L4,IJ-NNIP1)
2078 CONTINUE
2072 CONTINUE
6101 CONTINUE
      CALL G1G2G(EG,SKAP,TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB1,ES1,
        *ES2,ES3
        *,ES4,EP1,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,H1,H2,NSUB,NNIA,NN
        *IP,G11,
        *G21,G22,IACO,HH,GN,GM)
      IF(IFB)2301,2302,2301
-----2301 WRITE(IW,2303)IFB,KI,X1
2303 FORMAT(/,1X,'FOI ULTRAPASSADA A DEFORMACAO LIMITE',/,1X,'ES
        *TABELEC
        *IDA PARA O CONCRETO',/,,'IFB=',I3,'ELEMENTO',I3,/,1X,'SECAO
        * DE CON
        *CRETO DE ABCISSA',F8.3)

```

```

2302 IF(IFS)2304,2305,2304
2304 WRITE(IW,2308)IFS,KI,X1
2308 FORMAT(/,1X,'FOI ULTRAPASSADA A DEFORMACAO LIMITE',/,1X,'ES
      *TABELEC
      *IDA PARA O ACO',/,1X,'IFS=',I3,2X,'ELEMENTO',I3,/,1X,'SEC
      *AO DE A
      *BCISSA',F8.3)
2305 IF(IFP)2309,2310,2309
2310 IF(IFS)2311,2312,2311
2312 IF(IFB)2311,2313,2311
2309 WRITE(IW,2314)IFP,KI,X1
2314 FORMAT(/,1X,'FOI ULTRAPASSADA A DEFORMACAO LIMITE',/,1X,'E
      *STABELE
      *CIDA PARA O ACO DE PROTENCAO',/,1X,'IFP=',I3,2X,'ELEMENTO'
      *,I4,/,
      *1X,'SECAO DE ABCISSA',F8.3)
2311 WRITE(IW,2643)
2643 FORMAT(/,1X,'FOI ULTRAPASSADA A CAPACIDADE DE CARGA DA EST
      *RUTURA'
      *)
      IF(ITCAR)2611,2611,2421
2313 DD11(NN)=G11
      DD21(NN)=G21
      DD22(NN)=G22
      DN0(NN)=GN
      DM0(NN)=GM
2030 CONTINUE
      CALL MELST(DD11,DD21,DD22,ALSG,S11,S12,S13,S22,S23,S33,C1,C
      *2,C3,DN
      *0,DM0,SP1,SP2,SP3,C4)
-----
6034 CC1(KI)=C1
      CC2(KI)=C2
      CC3(KI)=C3
      CC4(KI)=C4
      CALL MLOC(S11,S12,S13,S22,S23,S33,AL1,SE,AN,SP1,SP2,SP3,PE)
      IDD=KI

```

```

WRITE(11'IDD)((SE(K,J),K=1,J),J=1,6)
WRITE(12'IDD)(PE(K),K=1,6)
6035 CONTINUE
2816 IF(MLIB)2907,2907,2908
2908 NLIB=0
DO 2909 LF=1,6
2909 NLIB=NLIB+LIB(KI,LF)
IF(NLIB)2907,2907,2910
2910 DO 2911 LF=1,6
IF(LIB(KI,LF))2911,2911,2912
2912 DO 2913 J=1,6
DO 2913 K=1,6
SMT(J,K)=SE(J,K)-(SE(J,LF)*SE(LF,K))/SE(LF,LF)
STT=ABS(SMT(J,K))
IF(STT-1.E-13)2960,2960,2913
2960 SMT(J,K)=0.
2913 CONTINUE
DO 2914 J=1,6
DO 2914 K=1,6
2914 SE(J,K)=SMT(J,K)
2911 CONTINUE
2907 CONTINUE
CALL ROT(SD,SE,CX,CY,KI)
PD(1)=PE(1)*CX(KI)-PE(2)*CY(KI)
PD(2)=PE(1)*CY(KI)+PE(2)*CX(KI)
PD(3)=PE(3)
PD(4)=PE(4)*CX(KI)-PE(5)*CY(KI)
PD(5)=PE(4)*CY(KI)+PE(5)*CX(KI)
PD(6)=PE(6)

```

C

C-MONTAGEL-DA-MATRIZ-DE-RIGIDEZ-GLOBAL

C

```

DO 2031 M=1,2
DO 2031 K=1,2
DO 2031 J=1,3
J1=3*(NEL(KI,M)-1)+J

```

```

      JE=3*(M-1)+J
      DO 2031 I=1,3
      IB=3*(NEL(KI,K)-1)+I
      IE=3*(K-1)+I
      JB=J1-IB+1
      IF(JB)2031,2031,2032
2032 IF(JB-JBM)2033,2033,2034
2034 JBM=JB
      IF(LB-JBM)3074,2033,2033
2033 S(IB,JB)=S(IB,JB)+SD(IE,JE)
2031 CONTINUE
      DO 2029 M=1,2
      DO 2029 J=1,3
      JP1=3*(NEL(KI,M)-1)+J
      JPE=3*(M-1)+J
      PG(JP1)=PG(JP1)+PD(JPE)
2029 CONTINUE
2028 CONTINUE
6036 CONTINUE
      DO 2040 I=1,NN2
      D(I)=P(I)
      DDD(I)=PG(I)
2040 CONTINUE
      DO 2035 I=1,NNL
      DO 2035 J=1,3
      IF(IA(I,J))2035,2036,2035
2036 IB=3*(NA(I)-1)+J
      DO 2037 KJ=2,JBM
      S(IB,KJ)=0.
2037 CONTINUE
      DO 2038 KA=1,IB
      JL=IB-KA+1
      IF(JL-JBM)2039,2039,2038
2039 S(KA,JL)=0.
2038 CONTINUE
      S(IB,1)=1.

```

```
D(IB)=0.  
DDD(IB)=0.  
2035 CONTINUE  
6037 CONTINUE  
70 CONTINUE
```

```
C  
C SOLUCAO DO SISTEMA DE EQUACOES  
C
```

```
CALL SGAU(S,D,DDD,NN2,JBM,MC1)  
66 DO 63 I=1,NN2  
DDA(I)=D(I)+DDD(I)  
63 CONTINUE  
WRITE(IW,2161)  
2161 FORMAT( ,4(/),20X,'DESLOCAMENTOS',/,20X,13(' '),//,13X,'NO'  
*,10X,'D'  
*ESL.X',10X,'DESL.Y',10X,'ROT.Z',/)  
WRITE(IW,2162)(I,DDA(3*I-2),DDA(3*I-1),DDA(3*I),I=1,NNOC)  
2162 FORMAT(10X,15,3F16.5)  
WRITE(IW,190)  
IF(MC1)2641,2641,2642  
2641 IF(MC2)64,64,2642  
2642 WRITE(IW,199)  
WRITE(IW,2643)  
WRITE(IW,199)  
IF(ITCAR)2611,2611,2421
```

```
C  
C CALCULO DAS ACOES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS  
C
```

```
64 DO 2041 I=1,NEC  
IDD=I  
-----IF(ITR-1)2817,2817,2818-----  
2817 IF(KKK-1)2819,2819,2820  
2819 READ(11'IDD)((SE(K,J),K=1,J),J=1,6)  
READ(12'IDD)(PE(K),K=1,6)  
IF(ITCAR)2821,2821,2822  
2822 IF(NCC-1)2823,2823,2821
```

```

2821 ZZ1(I)=CC1(I)
    ZZ2(I)=CC2(I)
    ZZ3(I)=CC3(I)
    ZZ4(I)=CC4(I)
    KKA=0
    KKP=0
    DO 2824 J=1,6
    KKP=KKP+1
    DO 2826 K=1,J
    KKA=KKA+1
2826 AUX(I,KKA)=SE(K,J)
    AUXP(I,KKP)=PE(J)
2824 CONTINUE
    GO TO 2823
2820 KKA=0
    KKP=0
    DO 2825 J=1,6
    KKP=KKP+1
    DO 2828 K=1,J
    KKA=KKA+1
2828 SE(K,J)=AUX(I,KKA)
    PE(J)=AUXP(I,KKP)
2825 CONTINUE
    CC1(I)=ZZ1(I)
    CC2(I)=ZZ2(I)
    CC3(I)=ZZ3(I)
    CC4(I)=ZZ4(I)
    GO TO 2823
2818 READ(11'IDD)((SE(K,J),K=1,J),J=1,6)
    READ(12'IDD)(PE(K),K=1,6)
-----2823 DO 2042 J=1,6
    DO 2042 K=1,J
    SE(J,K)=SE(K,J)
2042 CONTINUE
    JJ1=JJ(I,1)
    JJ2=JJ(I,2)

```

```

JJ3=JJ(1,3)
JK1=JJ(1,4)
JK2=JJ(1,5)
JK3=JJ(1,6)
D1(1)=DDA(JJ1)*CX(1)-DDA(JJ2)*CY(1)
D1(2)=DDA(JJ1)*CY(1)+DDA(JJ2)*CX(1)
D1(3)=DDA(JJ3)
D1(4)=DDA(JK1)*CX(1)-DDA(JK2)*CY(1)
D1(5)=DDA(JK1)*CY(1)+DDA(JK2)*CX(1)
D1(6)=DDA(JK3)
D2(1)=D(JJ1)*CX(1)-D(JJ2)*CY(1)
D2(2)=D(JJ1)*CY(1)+D(JJ2)*CX(1)
D2(3)=D(JJ3)
D2(4)=D(JK1)*CX(1)-D(JK2)*CY(1)
D2(5)=D(JK1)*CY(1)+D(JK2)*CX(1)
D2(6)=D(JK3)
D3(1)=DDD(JJ1)*CX(1)-DDD(JJ2)*CY(1)
D3(2)=DDD(JJ1)*CY(1)+DDD(JJ2)*CX(1)
D3(3)=DDD(JJ3)
D3(4)=DDD(JK1)*CX(1)-DDD(JK2)*CY(1)
D3(5)=DDD(JK1)*CY(1)+DDD(JK2)*CX(1)
D3(6)=DDD(JK3)
71 CONTINUE
  IF(MLIB)2917,2917,2918
2918 NLIB=0
      DO 2919 LF=1,6
          NLIB=NLIB+LIB(I,LF)
2919 CONTINUE
2929 IF(NLIB)2917,2917,2920
2920 KCO=0
-----
      DO 2921 J=1,6
          DO 2921 K=1,6
2921  SIST(J,K)=SE(J,K)
          DO 2922 LF=1,6
              IF(LIB(I,LF))2922,2922,2923
2923  D1(LF)=0.

```



```

      KCO=KCO+1
      IIC=KCO+1
      IF(IIC-NLIB)2924,2924,2925
2924 DO 2926 J=1,6
      DO 2926 K=1,6
      SMT(J,K)=SIST(J,K)-(SIST(J,LF)*SIST(LF,K))/SIST(LF,LF)
      STT=ABS(SMT(J,K))
      IF(STT-1.0E-13)2961,2961,2926
2961 SMT(J,K)=0.
2926 CONTINUE
      DO 2927 J=1,6
      DO 2927 K=1,6
      SIST(J,K)=SMT(J,K)
2927 CONTINUE
2922 CONTINUE
2925 PRD=0.
      DO 2928 J=1,6
      PRD=PRD+SIST(LF,J)*D1(J)
2928 CONTINUE
      D1(LF)=-PRD/SIST(LF,LF)
      NLIB=NLIB-1
      GO TO 2929
2917 DL(I)=D1(4)-D1(1)
      WW=(D1(5)-D1(2))/ALL(I)
      TI(I)=D1(3)-WW
      TJ(I)=D1(6)-WW
      TK(I)=CC1(I)*DL(I)+CC2(I)*TI(I)+CC3(I)*TJ(I)+CC4(I)
      DO 2943 J=1,6
      AMD(I,J)=0.
      AMP(I,J)=0.
      AML(I,J)=0.
      DO 2930 K=1,6
      AMD(I,J)=AMD(I,J)+SE(J,K)*D2(K)
      AMP(I,J)=AMP(I,J)+SE(J,K)*D3(K)
2930 CONTINUE
      PEL(I,J)=PE(J)

```

```

2043 CONTINUE
2041 CONTINUE
  72 CONTINUE
    WRITE(IW,2954)
2954 FORMAT( ,/,10X,'SOLICITACOES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTO
  *S',/,10
  *X,43(' '),4(/),15X,'SOLICITACOES ATUANTES PROVOCADAS POR FO
  *RCAS EX
  *TERNAS',/,15X,'(INCLUIDO O EFEITO HIPERSTATICO DA PROTENSAO
  *)',/)
    WRITE(IW,2953)
2953 FORMAT( ,/,10X,'ELEM.',8X,'NORMAL',9X,'CORT.',10X,'MOM.',11
  *X,'NORM
  *AL',9X,'CORT.',10X,'MOM.',/)
  DO 5030 I=1,NEC
  DO 5030 II=1,6
    AML(I,II)=AMD(I,II)+(AMP(I,II)-PEL(I,II))
5030 CONTINUE
  DO 2955 I=1,NEC
    WRITE(IW,2956)I,(AML(I,J),J=1,6)
2956 FORMAT(9X,I4,6F15.3)
2955 CONTINUE
    WRITE(IW,2957)
2957 FORMAT( ,4(/),15X,'SOLICITACOES DE ENGASTAMENTO PERFEITO DE
  *VIDAS A
  * PROTENSAO',/,15X,'(ANTES DA SOLUCAO DO SISTEMA DE EQUACOES
  *)',/)
    WRITE(IW,2953)
  DO 2958 I=1,NEC
    WRITE(IW,2956)I,(PEL(I,J),J=1,6)
-----2958 CONTINUE-----
  DO 2051 I=1,NN2
    AR(I)=0.
2051 CONTINUE

```

C

```
DO 2052 KI=1,NEC
DO 2053 II=1,NNL
NAI=NA(II)
IF(NEL(KI,1)-NAI)2055,2054,2055
2055 IF(NEL(KI,2)-NAI)2053,2054,2053
2053 CONTINUE
GO TO 2052
2054 JJ1=JJ(KI,1)
JJ2=JJ(KI,2)
JJ3=JJ(KI,3)
JK1=JJ(KI,4)
JK2=JJ(KI,5)
JK3=JJ(KI,6)
DO 2056 I=1I,NNL
DO 2056 J=1,3
IF(IA(I,J))2056,2057,2056
2057 IB=3*(NA(I)-1)+J
IF(IB-JJ1)2058,2059,2058
2059 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,1)*CX(KI)-AML(KI,2)*CY(KI)
GO TO 2056
2058 IF(IB-JJ2)2060,2061,2060
2061 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,1)*CY(KI)+AML(KI,2)*CX(KI)
GO TO 2056
2060 IF(IB-JJ3)2062,2063,2062
2063 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,3)
GO TO 2056
2062 IF(IB-JK1)2064,2065,2064
2065 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,4)*CX(KI)-AML(KI,5)*CY(KI)
GO TO 2056
2064 IF(IB-JK2)2066,2067,2066
2067 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,4)*CY(KI)+AML(KI,5)*CX(KI)
GO TO 2056
2066 IF(IB-JK3)2056,2068,2056
2068 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,6)
2056 CONTINUE
```

```

2052 CONTINUE
      WRITE(IW,190)
      WRITE(IW,2165)
2165 FORMAT( ,//,20X,'REACOES DE APOIO',/,20X,16(' '),//,13X,'NO
      *',10X,'
      *REA.X',9X,'REA.Y',9X,'MOM.Z',//)
      DO 2069 I=1,NNL
        NAI=NA(I)
        DO 2070 J=1,3
          IF(IA(I,J))2070,3071,2070
3071 IB=3*(NA(I)-1)+J
          AR(IB)=AR(IB)-P(IB)
2070 CONTINUE
        WRITE(IW,2166)NAI,AR(3*NAI-2),AR(3*NAI-1),AR(3*NAI)
2166 FORMAT(10X,15,3F15.3)

```

C

C VERIFICACAO DOS PROCESSOS DE ITERACAO E DE TENTATIVAS

```

2069 CONTINUE
      DO 2044 I=1,NN2
        DIF3=ABS(DDA(I)-DZ(I))-ABS(DZ(I)*ERR)-1.E-4
        IF(DIF3)2044,2044,2046
2044 CONTINUE
        IF(ITCAR)2613,2613,2049
2046 DO 2050 I=1,NN2
          DZ(I)=DDA(I)
2050 CONTINUE
        GO TO 2100
2613 NC=NC+1
        IF(LC)2614,2614,2615
2614 DO 2616 I=1,NNC
K=KK(I)
        DO 2617 J=1,3
          IB=3*(K-1)+J
          SS(IB)=P(IB)
          IF(LFIX(I,J))2617,2617,2670
2670 P(IB)=SS(IB)+PEC*SS(IB)

```

```

2617 CONTINUE
2616 CONTINUE
2632 IT=IT+1
      WRITE(IW,199)
      WRITE(IW,2618)IT
2618 FORMAT(1X,'TENTATIVA NULERO',I4)
      WRITE(IW,199)
      IF(IT-16)2620,2660,2660
2660 WRITE(IW,199)
      WRITE(IW,2661)
2661 FORMAT(1X,'FOI ATINGIDO O NULERO MAXIMO DE TENTATIVAS FIXAD
      *O NO',/
      *,1X,'PROGRAMA . DEVE-SE REINICIAR O PROCESSO DE TENTATIVAS'
      *,/,1X,'
      *COM UMA ESTIMATIVA MAIS ADEQUADA PARA O CARREGAMENTO',/,1X,
      *'DE PAR
      *TIDA')
      WRITE(IW,199)
      GO TO 2419
2620 WRITE(IW,9001)
      WRITE(IW,2157)
      DO 2621 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2622 M=1,3
      IB=3*(K-1)+M
2622 P1(M)=P(IB)
      WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2621 CONTINUE
      GO TO 2610
2615 DO 2671 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2623 J=1,3
      IF(LFIX(I,J))2623,2623,2672
2672 IB=3*(K-1)+J
      SS1=P(IB)
      RR1=RR(IB)

```

```

      DIF1=ABS(SS1-RR1)-ABS(SS1*FERR)
      IF(DIF1)2625,2625,2626
2623  CONTINUE
2671  CONTINUE
2625  WRITE(IW,2627)
2627  FORMAT(1X,'CAPACIDADE DE CARGA DA ESTRUTURA')
      WRITE(IW,9001)
      WRITE(IW,2157)
      DO 2628 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2629 M=1,3
      IB=3*(K-1)+M
2629  P1(M)=P(IB)
      WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2628  CONTINUE
      WRITE(IW,199)
      GO TO 2419
2626  DO 2630 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2631 J=1,3
      IB=3*(K-1)+J
      SS(IB)=P(IB)
      IF(LFIX(I,J))2631,2631,2673
2673  P(IB)=(SS(IB)+RR(IB))/2.
2631  CONTINUE
2630  CONTINUE
      GO TO 2632
2611  LC=LC+1
      IF(NC)2650,2650,2651
2650  DO 2652 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2653 J=1,3
      IF(LFIX(I,J))2653,2653,2674
2674  IB=3*(K-1)+J
      RR(IB)=P(IB)
      P(IB)=RR(IB)-PEC*RR(IB)

```

```

2653 CONTINUE
2652 CONTINUE
      GO TO 2632
2651 DO 2675 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2633 J=1,3
      IF(LFIX(I,J))2633,2633,2676
2676 IB=3*(K-1)+J
      SS1=SS(IB)
      RR1=P(IB)
      DIF1=ABS(SS1-RR1)-ABS(SS1*TErr)
      IF(DIF1)2635,2635,2636
2633 CONTINUE
2675 CONTINUE
2635 WRITE(IW,199)
      WRITE(IW,2627)
      WRITE(IW,9001)
      WRITE(IW,2157)
      DO 2637 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2638 M=1,3
      IB=3*(K-1)+M
2638 P1(M)=SS(IB)
      WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2637 CONTINUE
      WRITE(IW,199)
      GO TO 2419
2636 DO 2639 I=1,NNC
      K=KK(I)
      DO 2640 J=1,3
      IF(LFIX(I,J))2640,2640,2677
2677 IB=3*(K-1)+J
      RR(IB)=P(IB)
      P(IB)=(SS(IB)+RR(IB))/2.
2640 CONTINUE
2639 CONTINUE

```

```
      GO TO 2632
2049 CONTINUE
2421 IF(ICR-NCC)2420,2419,2419
3074 WRITE(IW,199)
      WRITE(IW,2167)LB,JBM
2167 FORMAT(///,1X,'EXECUCAO SUSPENSA',//,1X,'LARGURA DE BANDA I
      *NSUFICI
      *ENTE',//,1X,'LB=',I3,//,'JBMAX=',I3)
      WRITE(IW,199)
2419 IF(IC-NEST)2405,9000,9000
8000 WRITE(IW,8001)
8001 FORMAT(//,1X,'FALTAM DADOS PARA Y(J)'///)
9000 CALL EXIT
      END
```


A N E X O I I I

DESENHOS

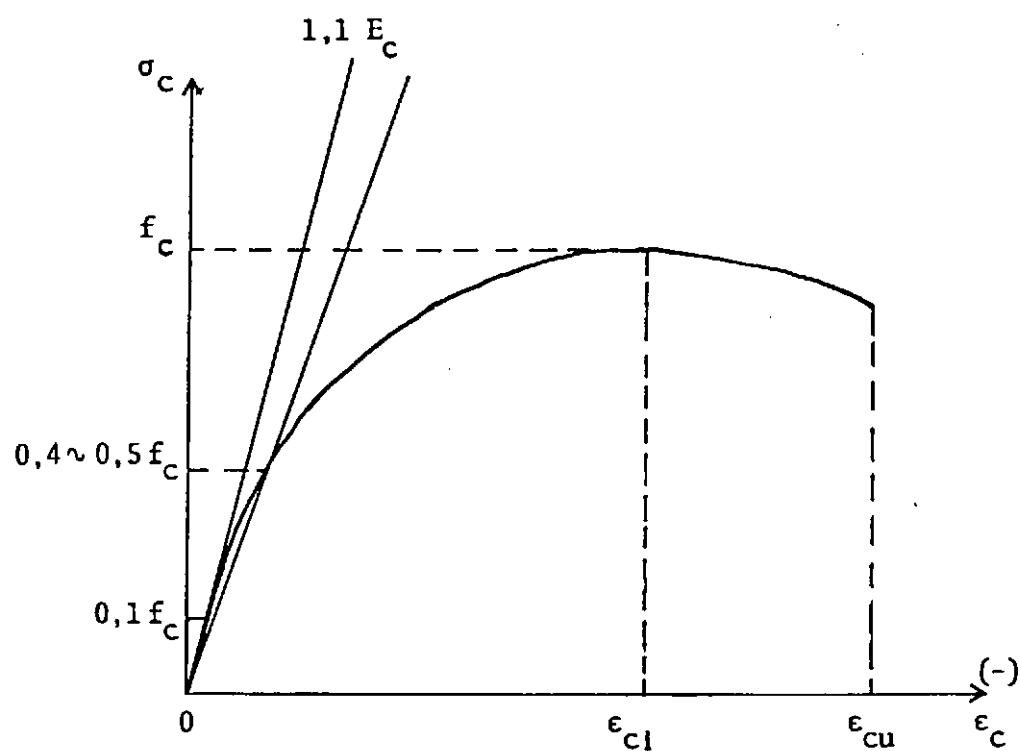


Figura 2.1 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto

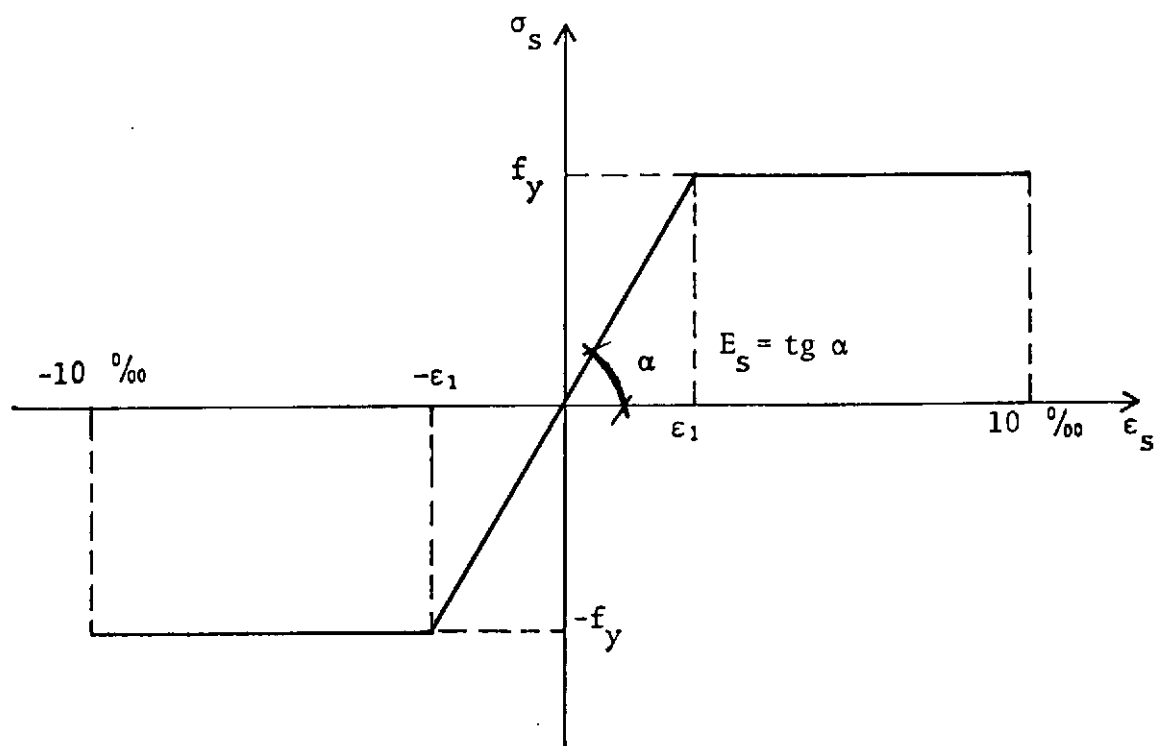


Figura 2.2 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço Tipo A

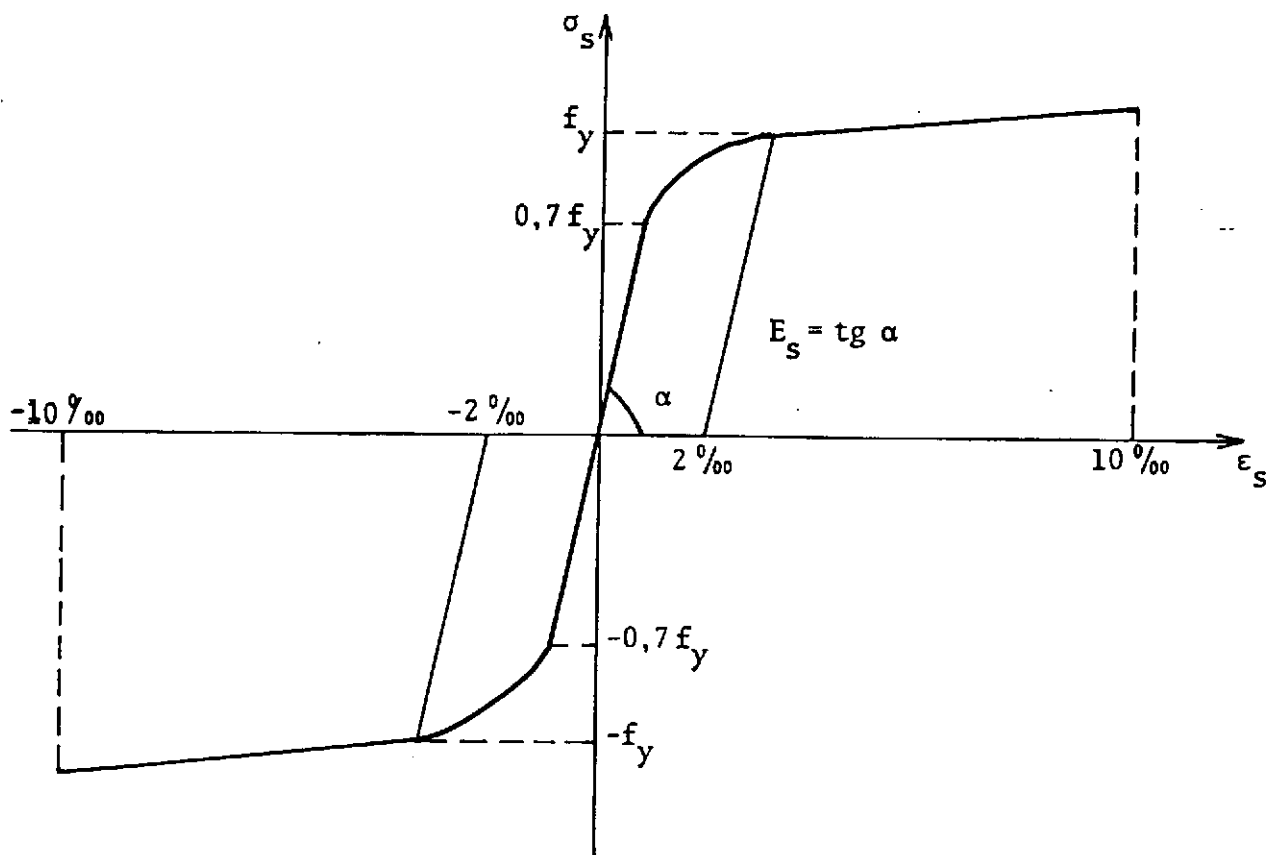


Figura 2.3 - Diagrama Tensão-Deformação

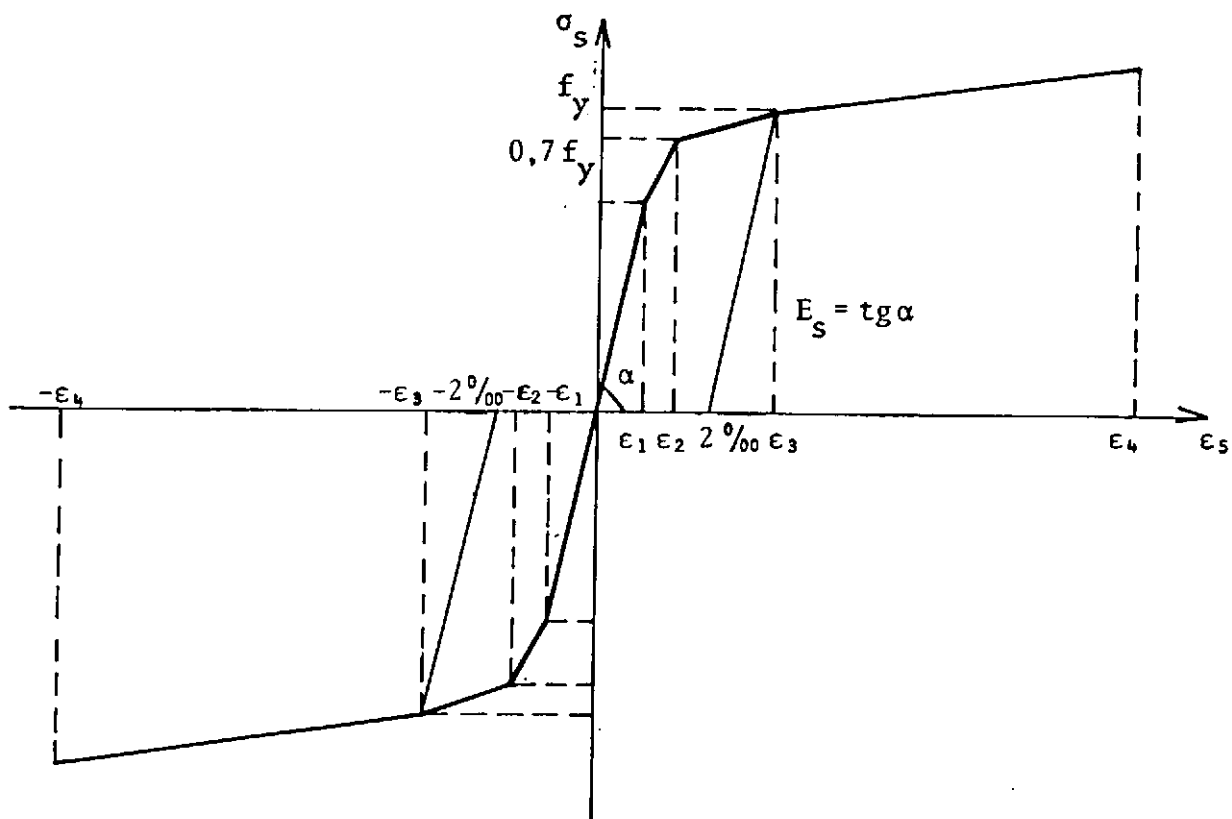


Figura 2,4 - Diagrama Tensão-Deformação Adotado no Cálculo

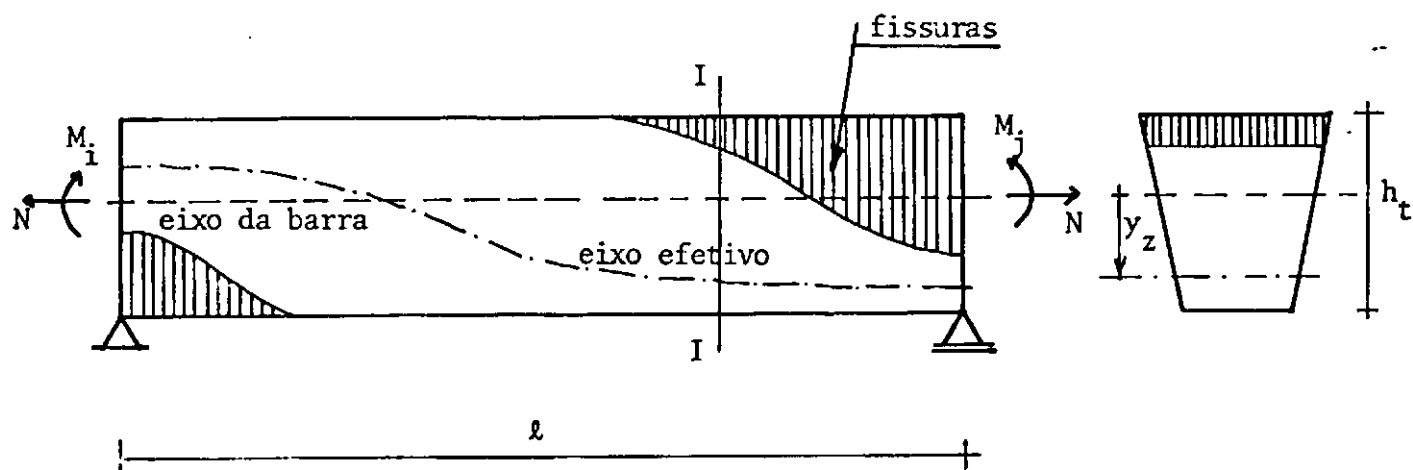
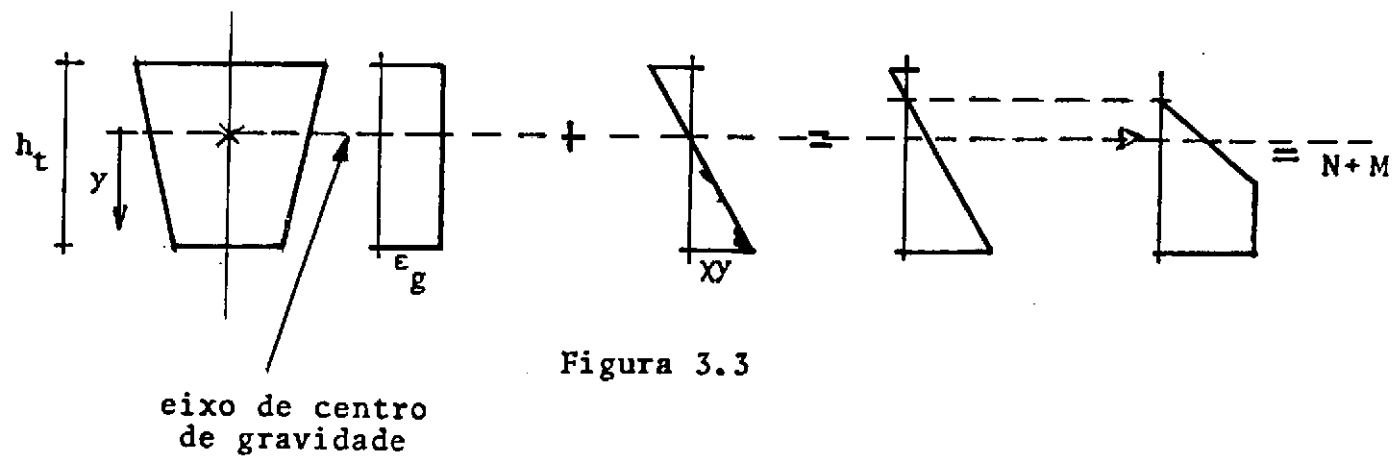
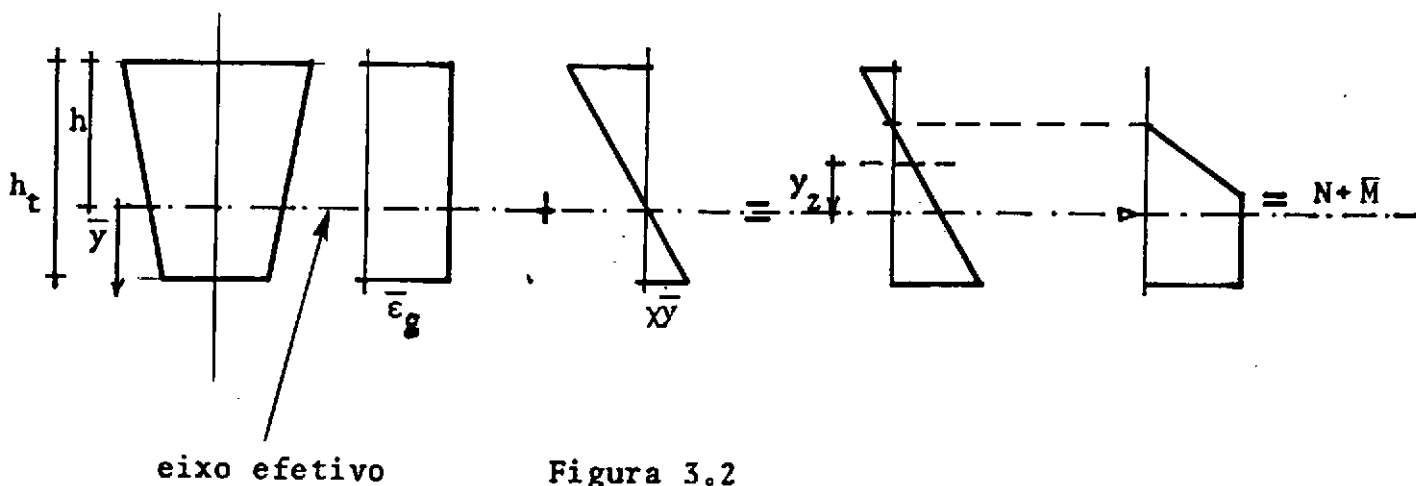


Figura 3.1 - Distribuição dos Módulos de Elasticidade
devido à Plastificação e Fissuração



Definição de Tensão Média, Curvatura,
Força Normal e Momento Numa Seção

Funções de Interpolação

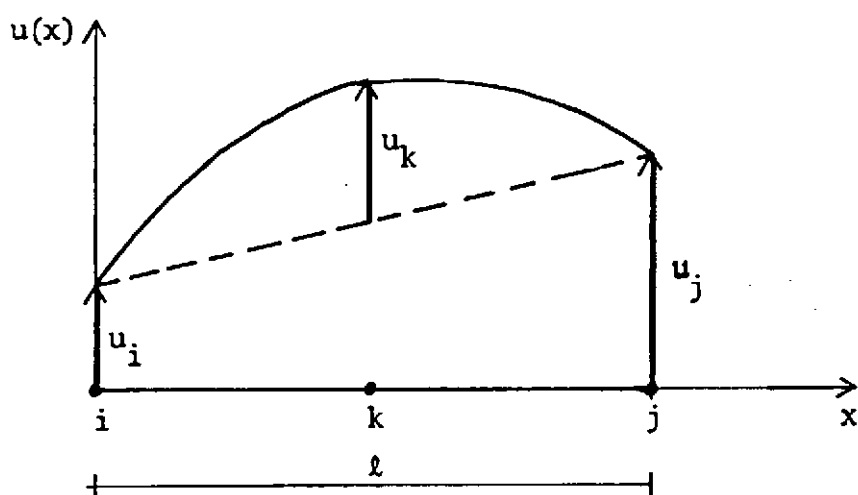


Figura 3.4 - Interpolação Quadrática para $U(x)$

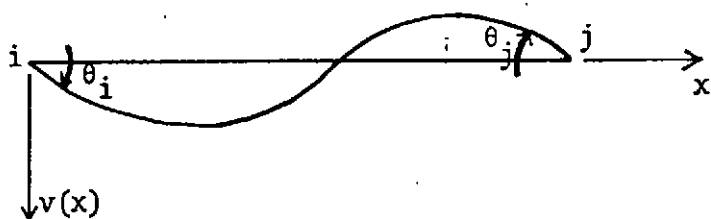


Figura 3.5 - Interpolação Cúbica para $V(x)$

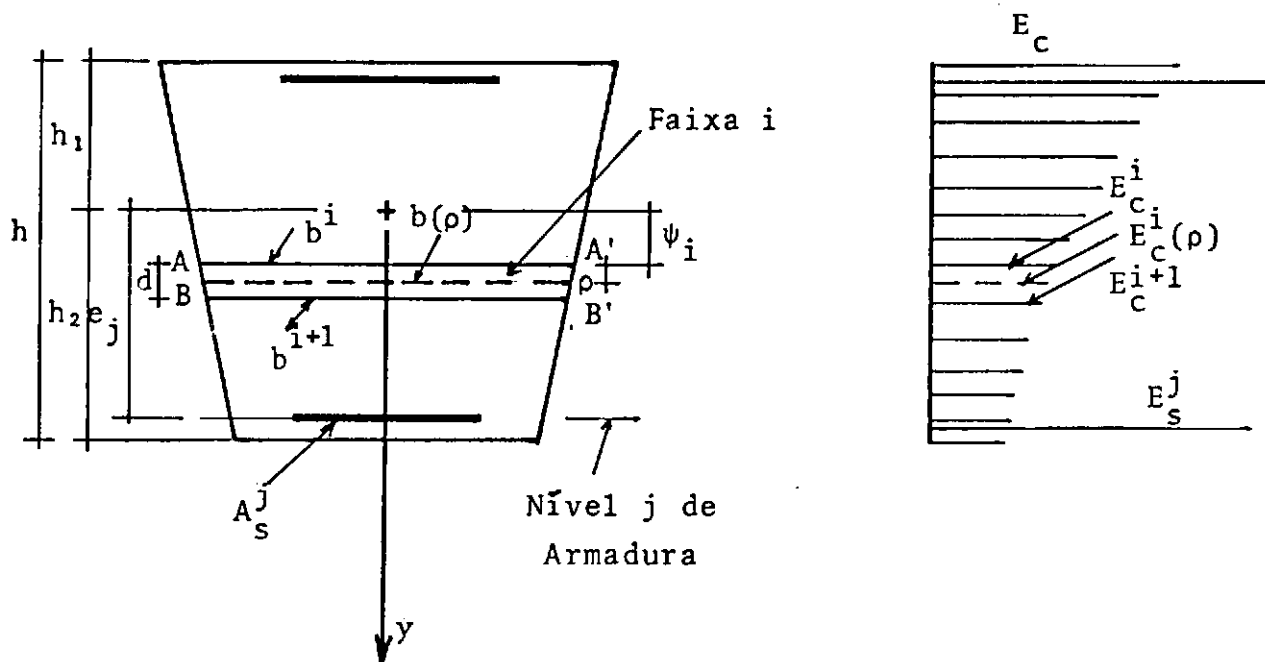


Figura 3.6 - Distribuição dos Módulos de Elasticidade na Seção - Concreto e Aço.

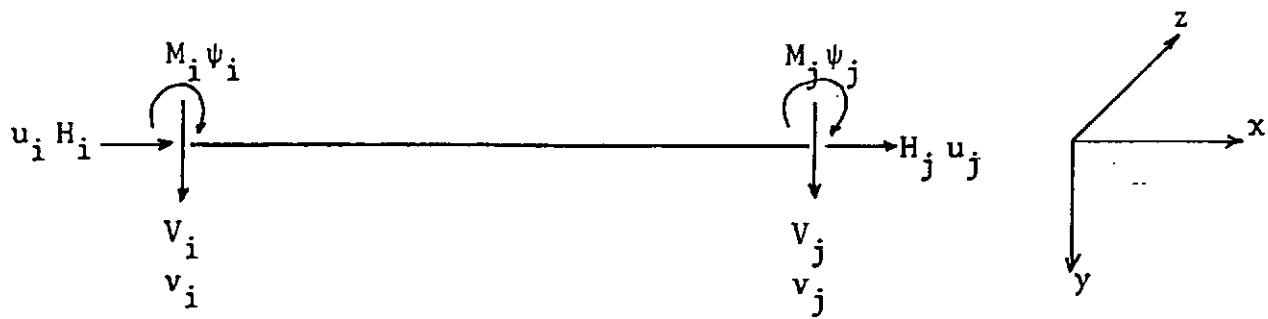


Figura 3.7

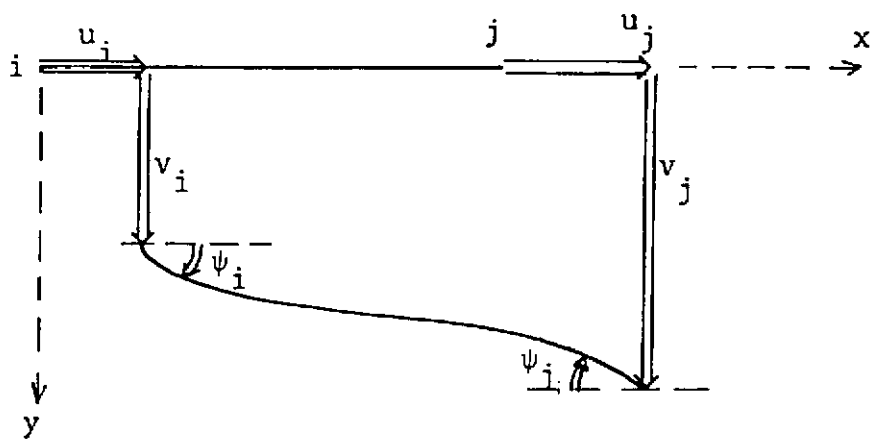


Figura 3.8

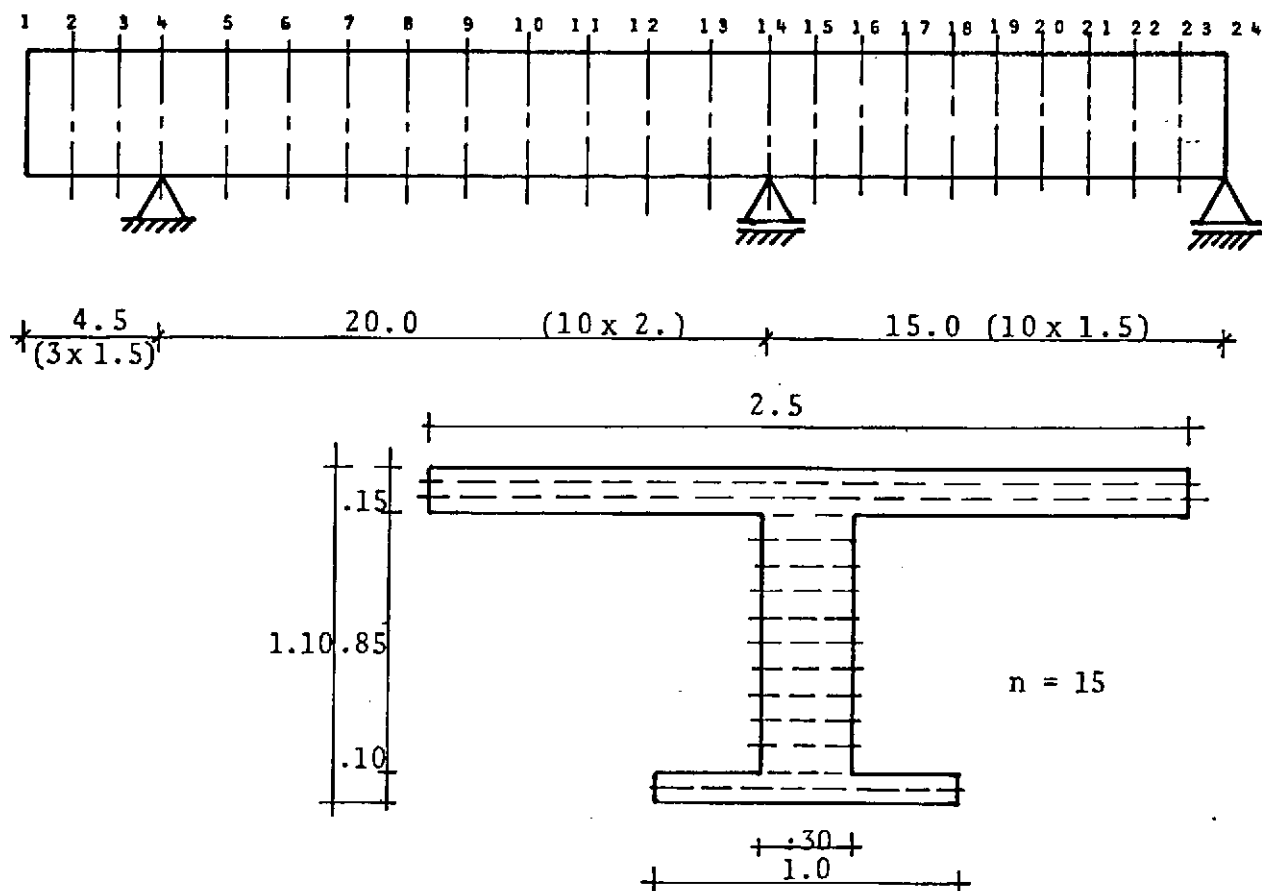


Figura 5.1

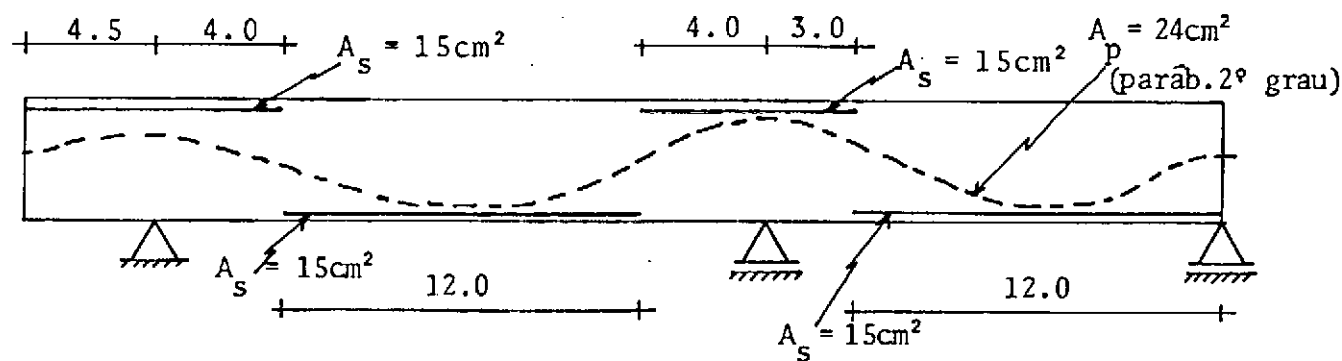
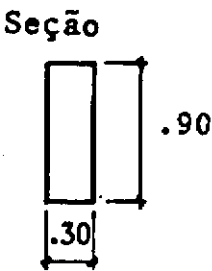
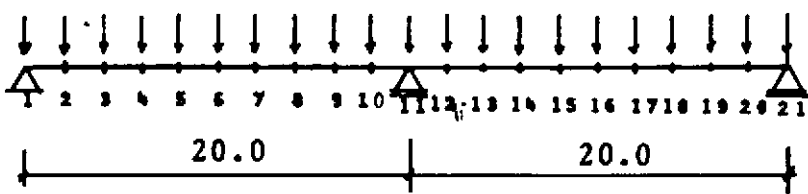


Figura 5.2

Sistema Estrutural



Armaduras

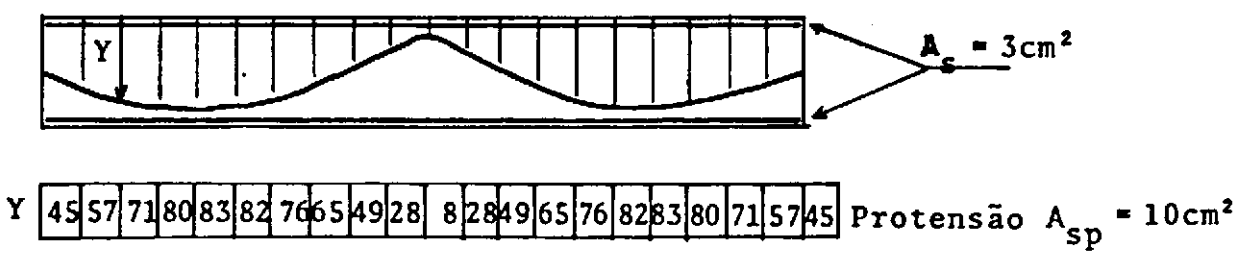


Figura 5.3

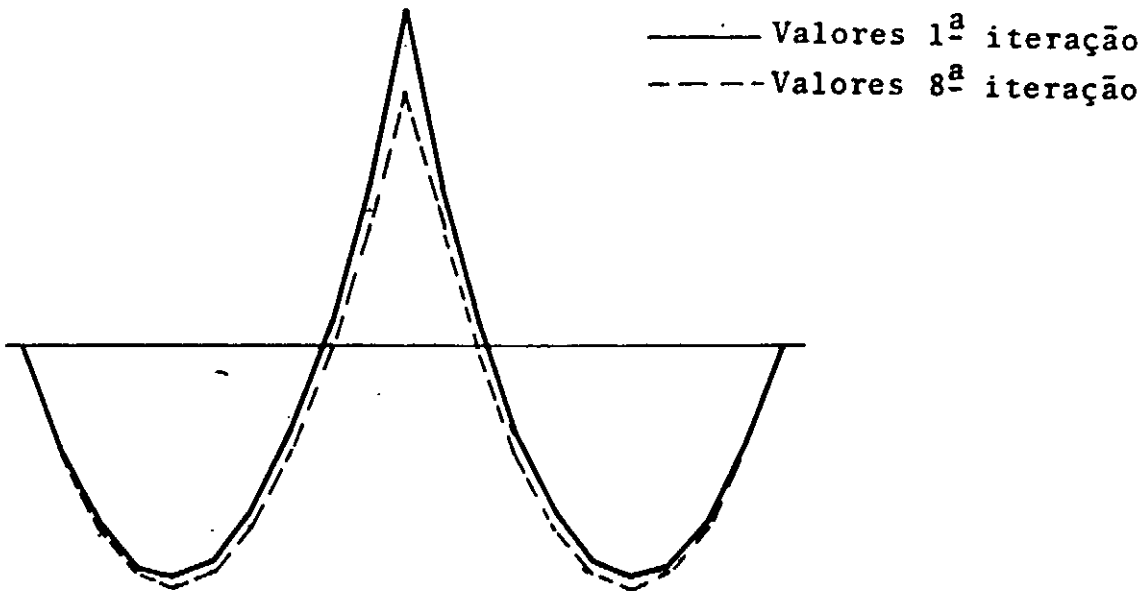


Figura 5.4 - Diagramas de Momentos Fletores